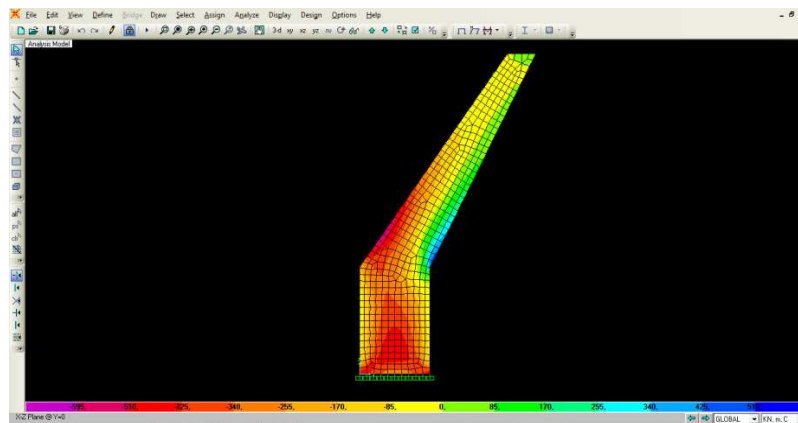




**ANALISIS DINDING PENAHAN TANAH DENGAN PERHITUNGAN
MANUAL DAN KONTROL GAYA-GAYA DALAM YANG BEKERJA
PADA DINDING PENAHAN TANAH
DENGAN METODE SAP2000 PLANE-STRAIN**

PROYEK AKHIR

Diajukan Kepada Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta
Untuk Memenuhi Sebagian Persyaratan Guna Memperoleh Gelar Ahli Madya



Disusun Oleh:
Heri Pranata
06510134045

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA
YOGYAKARTA
2010**

PERSETUJUAN

Proyek akhir ini yang berjudul *“Analisis Dinding Penahan Tanah Dengan Perhitungan Manual Dan Kontrol Gaya-Gaya Dalam Yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah Dengan Metode Sap2000 Plane-Strain”* ini telah disetujui oleh pembimbing untuk diujikan.



Yogyakarta, November 2010
Dosen Pembimbing

Ir. Drs. H. Suyitno Hp., MT
NIP.19520814 197903 1 00

PENGESAHAN

Tugas Akhir yang berjudul “Analisis Dinding Penahan Tanah Dengan Perhitungan Manual Dan Kontrol Gaya-Gaya Dalam Yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah Dengan Metode Sap2000 Plane-Strain” ini telah dipertahankan di depan Dewan Penguji pada tanggal 25 November 2010 dan dinyatakan lulus.

DEWAN PENGUJI

Nama lengkap	Jabatan	Tanda tangan	Tanggal
1. Drs. H.Suyitno. H.P, S.T.,M.T.	: Ketua		
2. Drs. Abdurohman, ST	: Sekretaris/Penguji II		
3. Drs. H. Lutjito, MT	: Penguji I		

Yogyakarta, November 2010
Dekan Fakultas Teknik
Universitas Negeri
Yogyakarta



Wardan Suyanto, Ed.D.
NIP. 19540810 197803 1 001

SURAT PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan untuk memperoleh gelar ahli madya atau gelar lainnya di suatu perguruan tinggi, sepanjang sepengetahuan saya tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis oleh orang lain, kecuali secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam daftar pustaka.

Yogyakarta, November 2010
Yang Menyatakan,

(Heri Pranata)

HALAMAN MOTTO

“Sungguh bersama kesukaran pasti ada kemudahan.

Dan bersama kesukaran pasti ada kemudahan.

Karena itu bila selesai tugas, mulailah dengan yang lain

dengan sungguh-sungguh.

Hanya kepada Tuhanmu hendaknya kau berharap”

(Q.S Al Insyirah :5-8)

“... sesungguhnya kebajikan itu ialah beriman kepada Allah, hari kemudian, malaikat-malaikat, kitab-kitab, nabi-nabi dan memberikan harta yang dicintainya kepada kerabatnya, anak-anak yatim, orang-orang miskin, musafir (yang memerlukan pertolongan) dan orang-orang yang meminta-minta; dan (memerdekakan) hamba sahaya, mendirikan shalat, dan menunaikan zakat; dan orang-orang yang menepati janjinya apabila ia berjanji, dan orang-orang yang sabar dalam kesempitan, penderitaan dan dalam peperangan. Mereka itulah orang-orang yang benar (imannya); dan mereka itulah orang-orang yang bertakwa”

(Q.S Al Baqarah :177)

”Hai orang-orang yang beriman, jadikanlah sabar dan shalat sebagai penolongmu, sesungguhnya Allah beserta orang-orang yang sabar.”

(Q.S Al Baqarah :153)

HALAMAN PERSEMBAHAN
THE ALMIGHTY ALLAH SWT

Alhamdulillahirobbil'alamiin. Segala puji bagiMU yang telah mengizinkan karya sederhana ini menjadi sebuah petunjuk dan penerang jalan bagi hamba untuk lebih mengenalMU

Untuk Mimih tercinta yang selalu mengiringi setiap langkahku dengan do'a yang tiada henti, perhatian dan dukungannya. Mengajarkanku makna titipan yang diberikan ALLAH SWT dalam hidup dengan segala pengorbanannya untuk kebahagiaanku. Kupersembahkan dengan tulus karya kecilku ini untuk kalian sebagai ucapan terima kasihku atas segala kemudahan yang diberikan ALLAH SWT.

Semoga Heri bisa menjadi seorang anak yang kalian banggakan di dunia dan di akhirat AMIN.

**ANALISIS DINDING PENAHAN TANAH DENGAN PERHITUNGAN
MANUAL DAN KONTROL GAYA-GAYA DALAM YANG BEKERJA
PADA DINDING PENAHAN TANAH
DENGAN METODE SAP2000 PLANE-STRAIN**

ABSTRAK

**Heri Pranata
NIM : 06510134045
Universitas Negeri Yogyakarta**

Analisis dalam proyek akhir ini bertujuan untuk mengetahui aman atau tidaknya dinding penahan tanah yang berada di Jaringan Irigasi Cokrobedog, terhadap stabilitas kuat dukung tanah, geser dan guling dengan pengaruh gempa tak dilibatkan dan pengaruh gempa dilibatkan dan studi ini bertujuan untuk menganalisis kontrol gaya-gaya dalam pada dinding penahan tanah dengan menggunakan perangkat lunak (Software) Structural Analysis Program 2000 version 11.

Hasil yang didapatkan berdasarkan analisis yang dilakukan adalah sebagai berikut: stabilitas terhadap kuat dukung tanah dinyatakan aman, stabilitas terhadap geser dan guling dinyatakan tidak aman.

Dari hasil analisis metode elemen hingga struktur plan-strain menggunakan program SAP2000, pada pias 0,1 lebih menggambarkan hasil nyata kondisi dilapangan dibandingkan pias 0,2, sedangkan berdasarkan output data dalam (tekan, tarik dan geser), ketidakamanan struktur terjadi akibat adanya gaya geser di area 22 pada joint 46 dengan nilai $-721,29(\text{KN/m}^2)$.

Kata Kunci : Analisis, kontrol gaya-gaya, Dinding Penahan Tanah, Metode SAP2000

KATA PENGANTAR



Syukur alhamdulillah penulis panjatkan kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini. Pada laporan ini penulis mengambil judul “Kontrols Gaya-Gaya Pada Dinding Penahan Tanah Dengan Metode SAP2000 Plane-Strain”.

Penyusunan tugas akhir ini dimaksudkan untuk melengkapi salah satu syarat penyelesaian studi Program Diploma III pada jurusan teknik sipil dan perencanaan Universitas Negeri Yogyakarta.

Pada kesempatan ini penulis mengucapkan terimakasih kepada semua pihak yang telah memberikan dorongan, pengarahan dan bimbingan selama melaksanakan studi demi terwujudnya tugas akhir ini, terutama kepada:

1. Bapak Ir. Drs. H. Suyitno Hadi Putro., M.T. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dengan sabar dan teliti sehingga Tugas Akhir ini dapat selesai.
2. Bapak Drs. H. Pangat, MT. Selaku Penasihat Akademik.
3. Bapak Drs. Agus Santoso, Mpd. Selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan.
4. Bapak Wardan Suyanto, Ed.D, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta.
5. Bapak Prof. Dr. Rochmat Wahab, M.Pd., M.A. selaku Rektor Universitas Negeri Yogyakarta.
6. Seluruh Dosen dan Karyawan Prodi Teknik Sipil dan Perencanaan, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Yogyakarta.
7. Mimih dan Teteh tercinta, terimakasih yang terdalam atas dukungan dan pengorbanan yang tidak pernah terbatas sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini seperti yang di harapkan.
8. Mas Faqih Ma'arif yang telah memberikan banyak bantuan dan pengarahan sehingga Tugas Akhir ini diujikan.

9. Peter, Satria, Fathur, Rossi, Gatot dan yang telah turut membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
10. Buat Manda yang telah mendukung dan mendorong selama penyusunan Tugas Akhir ini. Kamu selalu ada dalam setiap suka dan duka.
11. Teman-teman angkatan 2006 yang masih dalam bimbingan Tugas Akhir, Berjuang terus!!

Akhirnya penulis memohon maaf apabila terdapat kesalahan penulisan dan lainnya dalam laporan Tugas Akhir ini. Penulis juga menyadari bahwa laporan yang disusun ini masih jauh dari sempurna, maka dari itu segala kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat diharapkan. Semoga laporan Tugas Akhir ini bermanfaat khususnya bagi penulis, bagi jurusan Teknik Sipil dan pembaca pada umumnya.

Yogyakarta, 4 November 2010

Penulis,

DAFTAR ISI

Judul	i
Persetujuan	ii
Pengesahan	iii
Surat Pernyataan	iv
Halaman Motto	v
Halaman Persembahan	vi
Abstrak	vii
Kata Pengantar	viii
Daftar Isi	x
Daftar Tabel	xiii
Daftar Gambar	xiv
Daftar Lampiran	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Rumusan Masalah	4
1.5 Maksud dan Tujuan	4
1.6 Manfaat Kajian	4
1.7 Lokasi Kajian	5
BAB II KAJIAN TEORI	6
2.1 Dinding Penahan Tanah	6
2.2 Tekanan Tanah Lateral	11
2.2.1 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	14
2.2.2 Tekanan Uplift	18
2.2.3 Teori Rankine Untuk Tanah Non-kohesi	20
2.2.4 Teori Coulomb Untuk Tanah Non-Kohesif	22
2.2.5 Pengaruh Kohesi Tanah	23

2.2.6	Koefisien Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam	24
2.3	Stabilitas Dinding Penahan Tanah	24
2.3.1	Kestabilan Terhadap Guling	25
2.3.2	Kestabilan Terhadap Geser	25
2.3.3	Daya Dukung Ijin dari Tanah	29
2.3.4	Kapasitas Dukung Tanah	30
2.3.5	Tegangan Tarik Pada Dinding Pasangan Batu	35
2.4	Beban Gempa Pada Struktur Dinding Penahan Tanah	35
2.5	Metode Elemen Hingga	37
2.5.1	Sistem Koordinat	38
2.5.2	Konsep Dasar Analisis Metode Elemen Hingga	39
2.6	Program SAP2000	41
2.6.1	Input Model	41
2.6.2	Data Output	45
BAB III	METODE KAJIAN	46
3.1	Objek Kajian	46
3.2	Lokasi Kajian	46
3.3	Waktu Kajian	46
3.4	Metode Pengumpulan Data	47
3.4.1	Data Sekunder	47
3.4.2	Metode Observasi	47
3.4.3	Metode Wawancara	47
3.5	Metode Analisis	48
BAB IV	PEMBAHASAN	50
4.1	Kondisi Umum Dinding Penahan Tanah	50
4.2	Analisis Dinding Penahan Tanah	51
4.2.1	Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Tanah Pasif	52
4.2.1.1	Perhitungan Tekanan Tanah Aktif	52
4.2.1.2	Perhitungan Tekanan Tanah Pasif	54
4.2.2	Perhitungan Uplift	56

4.2.3	Perhitunga Berat Sendiri Konstruksi	57
4.2.4	Kapasita Dukung Tanah	59
4.2.5	Faktor Keamanan Terhadap Kuat Dukung Tanah, Geser dan Guling	61
4.3	Kontrol Gaya-Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah Dengan Metode SAP2000 Plane-Strain	63
4.3.1	Input Model	63
4.3.2	Data Output	77
BAB V PENUTUP		83
5.1	Kesimpulan	83
5.2	Saran	84
DAFTAR PUSTAKAN		85
LAMPIRAN		86

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai-nilai Faktor Kapasitas Dukung Tanah Tarzaghi	32
Tabel 2.2	Koefisien Gempa Bumi	37
Tabel 4.1	Berat Sendiri Konstruksi Tinjauan Terhadap Titk A	57
Tabel 4.2	Berat Sendiri Konstruksi Tinjauan Terhadap Titk Tengah	59

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Dinding Penahan Tanah Batu Kali Murni	8
Gambar 2.2	Dinding Yang Dibuat Dari Bahan Kayu (Talud Kayu)	9
Gambar 2.3	Dinding Yang Dibuat Dari Bahan Beton (Talud Beton)	9
Gambar 2.4	Tegangan Terhadap Dinding	11
Gambar 2.5	konsep keseimbangan elastis dan plastis	13
Gambar 2.6	Tekanan tanah pasif pada dinding penahan tanah	17
Gambar 2.7	Pengaruh tekanan uplift pada dinding penahan tanah	19
Gambar 2.8	Tegangan Rankine dengan menggunakan lingkaran Mohr	21
Gambar 2.9	Perlawanan gaya dorong (E_a) pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dan tanah dasar pondasi	26
Gambar 2.10	Hubungan ϕ dan N_γ , N_c , N_q (Terzaghi, 1943)	31
Gambar 2.11	New Model Instalazation	42
Gambar 2.12	<i>Quick Grid Lines</i>	43
Gambar 2.13	Mengubah tampilan kebidang XZ	44
Gambar 3.1	Flowchart Metode Kajian	49
Gambar 4.1	Gaya-gaya yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah	52
Gambar 4.2	Pengaruh tekanan uplift pada dinding penahan Tanah	56
Gambar 4.3	Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi Terhadap Titik A	57
Gambar 4.4	Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi Terhadap Titik Tengah ..	58
Gambar 4.5	Memulai SAP2000	63
Gambar 4.6	Menentukan Model Satuan	64
Gambar 4.7	Menentukan Grid	65
Gambar 4.8	Mengubah Tampilan Kebidang XZ	66
Gambar 4.9	Material Property Data	67
Gambar 4.10	Mendefinisikan Penampang Element Struktur	68
Gambar 4.11	Menggambar Model Struktur	69
Gambar 4.12	Pembagian Area Dalam Pias Tinjauan	70
Gambar 4.13	Hasil Dari Pembagian Pias	70
Gambar 4.14	Joint Rstraints	71
Gambar 4.15	Mendefinisikan Tipe Bahan	72

Gambar 4.16	Mendefinisikan Kombinasi Pembebanan	73
Gambar 4.17	Merubah Nama Pada Define Pattern Names	74
Gambar 4.18	Input Data Pola Pembebanan	74
Gambar 4.19	Hasil Input Data Pola Pembebanan	75
Gambar 4.20	Area Pore Pressure Load	75
Gambar 4.21	Menentukan Tipe Analisis	76
Gambar 4.22	Analisis Data	77
Gambar 4.23	Untuk Menampilkan Gaya Dan Tegangan	78
Gambar 4.24	Gaya/Tegangan Lentur Pada Arah X Saat Menerima Tekanan (pias 0,1)	79
Gambar 4.25	Gaya/Tegangan Lentur Pada Arah Z Saat Menerima Tekanan (P) (pias 0,1)	79
Gambar 4.26	Tegangan Geser Pada Saat Menerima Tekanan (P)(pias 0,1)	80
Gambar 4.27	Gaya/Tegangan Lentur Pada Arah X Saat Menerima Tekanan (pias 0,2)	81
Gambar 4.28	Gaya/Tegangan Lentur Pada Arah Z Saat Menerima Tekanan (pias 0,2)	81
Gambar 4.29	Tegangan Geser Pada Saat Menerima Tekanan (P)(pias 0,2)	82

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Hasil Pengujian Sampel Tanah	86
Lampiran 2	Hasil Pengujian Sampel Beton	87
Lampiran 3	Gambar Output SAP2000	101
Lampiran 4	Output Data SAP2000	104
Lampiran 5	Foto Proyek	219

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sebagian dari masyarakat yang bermukim di daerah yang dekat dengan jaringan irigasi ataupun tebing. Kalau kita perhatikan masih banyak yang mengandalkan dinding penahan tanah sebagai pembantu penopang pondasi pinggiran rumah-rumah masyarakat. Hal ini tidak dapat dilepaskan dari peran perancang dan pembuat dinding penahan tanah disepanjang jaringan irigasi, tebing, dan lainnya untuk memperhitungkan kekuatan dinding penahan tanah tersebut.

Keadaan dinding penahan tanah yang representative adalah hal yang tidak dapat di tawar-tawar lagi demi keselamatan masyarakat yang bermukim dipinggir-pinggir daerah yang mengandalkan dinding penahan tanah sebagai sebagai penopang pondasi bangunannya. Karena banyak rumah-rumah yang berada di daerah pinggiran irigasi, maka kekuatan pondasi pada rumah-rumah yang berada dipinggiran daerah irigasi ini harus didukung oleh dinding penahan tanah yang dapat menahan tekanan tanah beban pondasi dan rumahnya, sehingga dinding penahan tanah tersebut tidak mengalami keruntuhan.

Pembangunan dinding penahan tanah harus benar-benar berdasarkan perhitungan kestabilan dan faktor keselamatan karena kesalahan yang terjadi

dalam pembangunan dinding penahan tanah dapat berakibat fatal yaitu kerugian harta benda dan hilangnya korban jiwa.

Dinding penahan dapat dikatakan aman apabila dinding penahan tersebut telah diperhitungkan faktor keamanannya, baik terhadap bahaya pergeseran, bahaya penggulingan, penurunan daya dukung tanah, dan patahan. Pada dinding penahan, perhitungan stabilitas merupakan salah satu aspek yang tidak boleh diabaikan maupun dikesampingkan, karena stabilitas dinding penahan sangat mempengaruhi usia desain dinding penahan itu sendiri, keamanan bangunan bendung atau *groundsill*, serta kondisi tanah disekitar bangunan tersebut.

Untuk kepentingan analisis dinding penahan tanah ini digunakan model *SAP2000*, model ini terpilih karena mempunyai akurasi yang tinggi.

1.2 Identifikasi Masalah

Berdasarkan uraian dan latar belakang masalah yang telah dikemukakan di depan dapat diidentifikasi beberapa permasalahan antara lain:

- a. Apakah dinding penahan tanah stabil terhadap kuat dukung tanah
- b. Apakah dinding penahan tanah stabil terhadap gaya pergeseran dan penggulingan
- c. Apakah dinding penahan tanah dengan simulasi dinding yang terbuat dari beton bisa di analisis dengan metode elemen hingga menggunakan *SAP2000 plane-strain*.

- d. Apakah dinding penahan tanah aman terhadap gaya-gaya dalam yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan simulasi dinding penahan tanah yang terbuat dari beton.

1.3 Batasan Masalah

Berdasarkan identifikasi masalah di atas, maka perlu dibatasi masalahnya sebagai berikut :

- a. Keamanan terhadap stabilitas kuat dukung tanah
- b. Keamanan terhadap gaya penggeseran dan penggulingan.
- c. Analisis dengan metode elemen hingga menggunakan SAP2000 plane-strain.
- d. Kontrol gaya-gaya dalam pada dinding penahan pada konstruksi itu sendiri dengan diasumsikan dinding beton.

Karena keterbatasan penulis maka untuk kajian teori metode elemen hingga hanya sebatas teori yang di baca penulis dari buku yang diacu dan analisis metode elemen hingga hanya sebatas penggunaan SAP2000 plane-strain saja. Di karenakan penulis belum menempuh perkuliahan metode elemen hingga.

Untuk hasil pengujian sampel tanah penulis mengambil data tanah dari lokasi yang lain.

1.4 Rumusan Masalah

Stabilisasi dinding penahan tanah dipengaruhi oleh tekanan tanah lateral massa tanah, aliran air dan stabilitas daya dukung tanah pondasi pada dinding penahan tanah. Masalah yang akan ditinjau pada penelitian ini adalah stabilitas dinding penahan tanah dan mengontrol gaya-gaya dalam pada dinding penahan tersebut dengan metode elemen hingga menggunakan program *SAP2000 plane-strain* untuk perhitungannya. Untuk kepentingan itu maka rumusan masalahnya apakah dinding penahan tanah tersebut aman terhadap tekanan dari luar dan gaya-gaya yang bekerja pada konstruksinya.

1.5 Maksud Dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah untuk mempelajari stabilitas dinding penahan tanah dan kontrol gaya-gaya dalam pada dinding penahan tanah dengan metode elemen hingga menggunakan *SAP2000 Plane-Strain* dan untuk mengetahui apakah dinding penahan tanah tersebut aman terhadap stabilitas dindingnya dan gaya-gaya yang bekerja pada konstruksi dinding penahan tanahnya itu sendiri.

1.6 Manfaat kajian

Dalam kajian ini diharapkan dapat menambah pengetahuan penulis secara umum berkaitan dengan kontrol gaya-gaya pada dinding penahan tanah.

1.7 Lokasi Objek

Lokasi kajian ini berada di jaringan irigasi Cokrobedog terletak di Ambar Ketawang, Godean kabupaten Sleman Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta.

BAB II

KAJIAN TEORI

2.1 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menstabilkan kondisi tanah tertentu pada umumnya dipasang pada daerah tebing yang labil. Jenis konstruksi antara lain pasangan batu dengan mortar, pasangan batu kosong, beton, kayu dan sebagainya. Fungsi utama dari konstruksi penahan tanah adalah menahan tanah yang berada dibelakangnya dari bahaya longsor akibat :

1. Benda-benda yang ada atas tanah (perkerasan & konstruksi jalan, jembatan, kendaraan, dll)
2. Berat tanah
3. Berat air (tanah)

Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur bangunan penting utama untuk jalan raya dan bangunan lingkungan lainnya yang berhubungan tanah berkontur atau tanah yang memiliki elevasi berbeda. Secara singkat dinding penahan merupakan dinding yang dibangun untuk menahan massa tanah di atas struktur atau bangunan yang dibuat.

Jenis konstruksi dapat dikonstruksikan jenis klasik yang merupakan konstruksi dengan mengandalkan berat konstruksi untuk melawan gaya-gaya yang bekerja. Berdasarkan cara untuk mencapai

stabilitasnya, maka dinding penahan tanah digolongkan sebagai berikut (Sudarmanto, 1992) :

1. Dinding gravitasi (*gravity wall*)

Dinding ini biasanya terbuat dari beton tak bertulang atau pasangan batu kali, untuk mencapai stabilitasnya hanya mengandalkan berat sendiri.

2. Dinding penahan kantilever (*kantilever retaining wall*)

Dinding ini sering dipakai dan terbuat dari beton bertulang yang memanfaatkan sifat kantilevernya untuk menahan massa tanah yang ada di belakang dinding. Untuk mencapai stabilitas dinding penahan ini mengandalkan berat tanah yang berada di atas tumit (*heel*). Yang berfungsi disini adalah 3(tiga) bagian balok konsol yaitu bagian badan (*stem*), tumit (*heel*) dan kaki (*foot*).

3. Dinding counterfort (*counterfort wall*)

Apabila tekanan pada tumit cukup besar maka bagian badan dan tumit diperlukan counterfort yang berfungsi sebagai pengikat dan ditempatkan pada bagian-bagian interval tertentu, serta berfungsi mengurangi momen lentur dan gaya lintang yang besar di dalam menahan badan dinding.

4. Dinding butters (*butters Wall*)

Dinding ini hampir sama dengan dinding counterfort, hanya bagian counterfort diletakan berlawanan dengan bahan yang di sokong sehingga memikul gaya tekan. Yang di maksud butters adalah bagian di antara couterfort dan pada dinding ini bagian tumit lebih pendek dari pada bagian kaki, dan bagian ini pula yang menahan tanah untuk mencapai stabilitasnya, dinding ini sebagai element tekan lebih efisien dan ekonomis.

5. Abutment jembatan (*bridge abutment*)

Struktur seperti ini berfungsi sama dengan dinding cantilever yang memberikan tahanan horizontal pada badan dinding, sehingga pada bagaian perencanaannya di anggap sebagai balok yang dijepit pada dasar dan di tumpu pada bagian atasnya.

Jenis dinding penahan tanah :

1. Batu kali murni & batu kali dengan tulangan (*gravity & semi gravity*)



Gambar 2.1 Dinding penahan tanah batu kali murni
(foto dari hasil Praktik Industri di saluran irigasi Cokrobedog)

2. Dinding yang dibuat dari bahan kayu (talud kayu)



Gambar 2.2 Dinding yang dibuat dari bahan kayu (talud kayu)
(<http://www.macroenterprisesltd.com>)

3. Dinding yang dibuat dari bahan beton (talud beton)



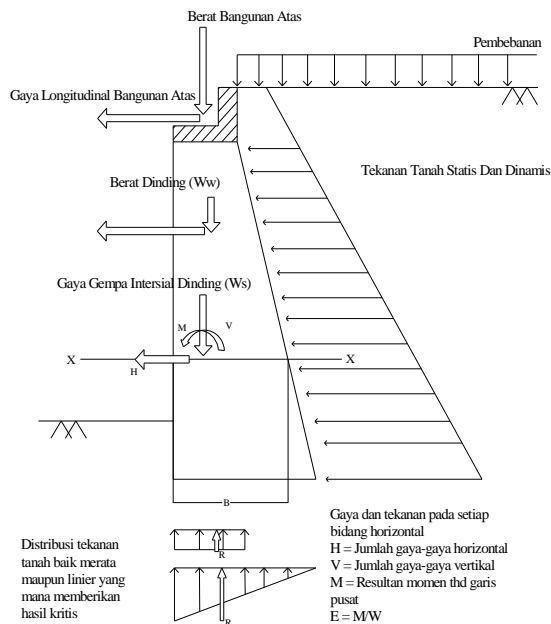
Gambar 2.3 dinding yang di buat dari bahan beton (talud beton)
(talud dari bendung barak waru turi)

Dari jenis dinding penahan tanah yang ada diatas yang di gunakan sebagai simulasi untuk mengontrol gaya-gaya dalam pada dinding penahan tanah yaitu dinding yang terbuat dari beton/talud beton atau dinding

kantilever yang terbuat dari beton bertulang dikarenakan mempunyai kelebihan di bidang konstruksi yang memanfaatkan sifat kantilevernya untuk menahan massa tanah yang ada di belakang dinding dan Beton merupakan bahan komposit dari agregat bebatuan dan semen sebagai bahan pengikat, yang dapat dianggap sebagai sejenis pasangan bata tiruan karena beton memiliki sifat yang hampir sama dengan bebatuan dan batu bata (berat jenis yang tinggi, kuat tekan yang sedang, dan kuat tarik yang kecil). Beton dibuat dengan pencampuran bersama semen kering dan agregat dalam komposisi yang tepat dan kemudian ditambah dengan air, yang menyebabkan semen mengalami hidrolisasi dan kemudian seluruh campuran berkumpul dan mengeras untuk membentuk sebuah bahan dengan sifat seperti bebatuan. Beton mempunyai satu keuntungan lebih dibandingkan dengan bebatuan, yaitu bahwa beton tersedia dalam bentuk semi cair selama proses pembangunan.

Tiap potongan dinding horisontal akan menerima gaya-gaya seperti terlihat pada Gambar 2.4, maka perlu dikaitkan stabilitas terhadap gaya-gaya yang bekerja seperti :

- a. Gaya vertikal akibat berat sendiri dinding penahan tanah
- b. Gaya luar yang bekerja pada dinding penahan tanah
- c. Gaya akibat tekanan tanah aktif
- d. Gaya akibat tekanan tanah pasif



Gambar 2.4 Tegangan terhadap dinding
(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

2.2 Tekanan Tanah Lateral

Untuk merencanakan bangunan penahan tanah, sering didasarkan atas keadaan yang meyakinkan keruntuhan total tidak akan terjadi. Gerakan beberapa sentimeter sering tidak begitu penting sepanjang ada jaminan bahwa gerakan-gerakan yang lebih besar lagi tidak akan terjadi. Dalam perencanaan dinding penahan, biasanya dilakukan dengan cara menganalisis kondisi-kondisi yang akan terjadi pada keadaan runtuh, kemudian memberikan faktor aman yang cukup yang dipertimbangkan terhadap keruntuhan tersebut.

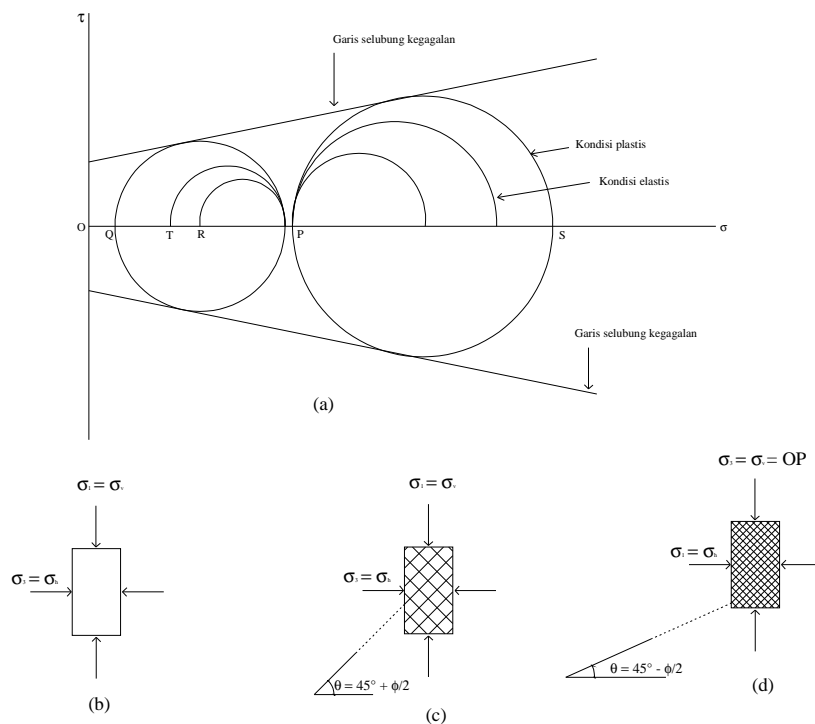
Analisis tekanan tanah lateral ditinjau pada kondisi keseimbangan plastis, yaitu pada saat masa tanah pada kondisi tepat akan runtuh(Rinkine,1857). Kedudukan keseimbangan plastis ini hanya dapat dicapai bila terjadi diformasi yang cukup pada massa tanahnya. Besar dan distribusi tekanan tanah adalah fungsi dari perubahan letak (*displacement*) dan regangan (*strain*). (Hary Christday Hardiyatmo, 2007)

Untuk mempelajari kondisi keseimbangan plastis, ditinjau kondisi tegangan yang di tunjukan oleh lingkaran-lingkaran Mohr dalam Gambar 2.5a. Dalam gambar ini, setiap lingkaran yang di gambar lewat titik P mewakili kedudukan keseimbangan dan memenuhi persyaratan keseimbangan elastic dengan satu dari tegangan utamanya (σ_1 atau σ_3) sama dengan OP . Di sini hanya terdapat 2 lingkaran Mohr melalui P yang menyinggung garis selubung kegagalan. Kedua lingkaran ini mewakili kondisi keseimbangan plastis tanah. (Hary Christday Hardiyatmo, 2007)

Kondisi-kondisi plastis bekerja pada suatu elemen tanah diperlihatkan dalam Gambar 2.5b. Elemen tanah mula-mula di pengaruhi oleh tegangan-tegangan utama $\sigma_1 = OP$ dan $\sigma_3 = OR$. Jika tekanan vertikal OP di tahan tetap dan tekanan lateral di tambah sampai bahan mengalami keruntuhan pada kedudukan OS (Gambar 2.5d), tegangan utama menjadi berotasi sehingga tegangan utama mayor menjadi OS . Pada kondisi ini lingkaran Mohr akan lewat P dan S dan bidang kegagalan dalam Gambar 2.5d membuat sudut $45^\circ - \phi/2$ dengan bidang horisontal. Gambar 2.5d

menunjukkan kondisi permukaan bidang longsor akibat geser pada teori tekanan tanah pasif. (Hary Christday Hardiyatmo, 2007)

Jika pada kondisi Gambar 2.5b, tekanan arah lateral dikurangi sampai mencapai OQ , maka keruntuhan tanah akan terjadi, karena lingkaran QP menyinggung garis selubung kegagalan. Disini, tegangan OP adalah tegangan mayor dan bidang keruntuhan akan membentuk sudut $45^\circ + \phi/2$ terhadap bidang horisontal (Gambar 2.5c). Kondisi ini menunjukkan kondisi permukaan longsor akibat geser pada teori tekanan tanah aktif. (Hary Christday Hardiyatmo, 2007)



Gambar 2.5 konsep keseimbangan elastis dan plastis

- Tegangan-tegangan sebelum runtuh (elastis) dan saat runtuh (plastis)
- Kondisi awal dengan tegangan sel OP
- Bidang longsor untuk teori tekanan tanah aktif
- Bidang longsor untuk teori tekanan tanah pasif

(sumber : Hary Chritady Hardiyatmo, 2007)

Besarnya tekanan tanah dalam arah lateral ditentukan oleh:

2.2.1 Tekanan tanah aktif dan pasif

Konsep tekanan tanah aktif dan pasif sangat penting untuk masalah-masalah stabilitas tanah, pemasangan batang-batang penguat pada galian. Desain dinding penahan tanah, dan pembentukan penahanan tarik dengan memakai berbagai jenis peralatan pengukur.

Permasalahan disini hanyalah semata-mata untuk menentukan faktor keamanan terhadap keruntuhan yang di sebabkan oleh gaya lateral. Pemecahn di peroleh dengan membandingkan gaya-gaya (kumpulan gaya-gaya yang bekerja)

Gaya I adalah gaya yang cenderung menghancurkan

Gaya II adalah gaya yang cenderung mencegah keruntuhan

Gaya pengancur disini misalnya gaya-gaya lateral yang bekerja horizontal atau mendatar.

Gaya penghambat misalnya berat dari bangunan/struktur gaya berat dari bangunan ini arah bekerja vertical sehingga dapat menghambat gaya lateral atau gaya yang bekerja horizontal.

(<http://elearning.gunadarma.ac.id>)

a. Tekanan tanah aktif (dengan kohesi nol, $c = 0$)

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tanah horizontal tekanan ini dapat di evaluasi dengan menggunakan koefisien tanah K_a jadi jika berat suatu tanah sampai kedalaman H maka tekanan tanahnya adalah γH dengan γ

adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tersebut adalah arahnya vertikal keatas. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka K_a adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertikal tersebut menjadi tekanan horizontal.

Oleh karena itu tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut :

$$P_a = K_a \gamma H^2 \text{ kN/m} \dots\dots\dots (1)$$

Di mana harga K_a Untuk tanah datar adalah

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Untuk tanah miring } K_a = \left[\frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \delta)}{\cos \delta}}} \right]^2 \dots\dots\dots (3)$$

φ = sudut gesek tanah

δ = kemiringan tanah

K_a = koefisien aktif

γ = berat volume tanah

H = berat suatu tanah sampai kedalaman

(<http://elearning.gunadarma.ac.id>)

b. Tekanan tanah aktif berkohesi

Kohesi adalah lekatan antara butir-butir, sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{Ka}$

$$Pa = Ka\gamma H^2 \dots\dots\dots (4)$$

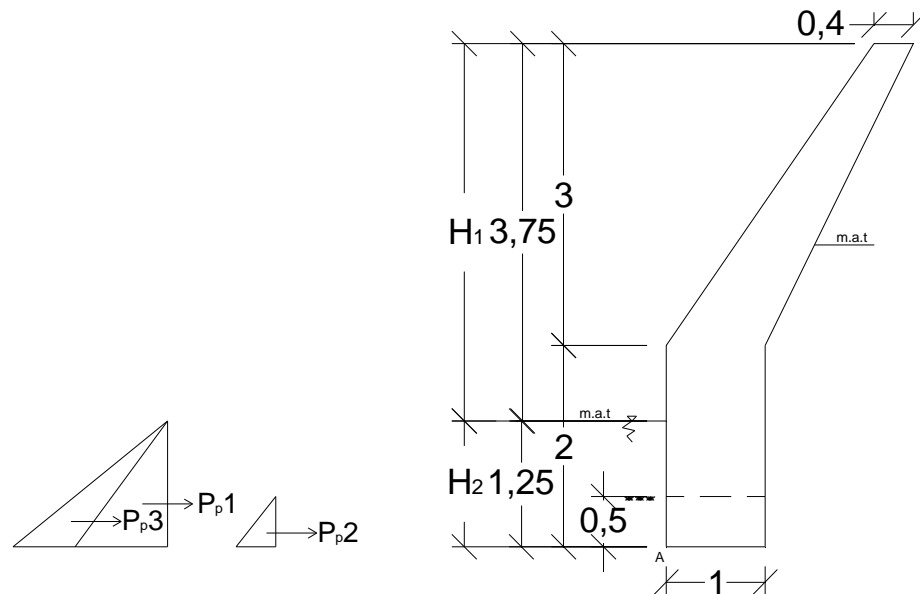
c = kohesi dalam kN/m².

(<http://elearning.gunadarma.ac.id>)

c. Tekanan tanah pasif

Dinding penahan tanah Dalam hal tertentu dapat terdorong kearah tanah yang ditahan dan arah dari tekanan pasif ini berlawanan dengan arah tekanan aktif. Kp adalah koefisien untuk tanah datar. (<http://elearning.gunadarma.ac.id>)

Pengaruh air tanah, (christady Hardiyatmo, 2003)



Gambar 2.6 Tekanan tanah pasif pada dinding penahan tanah
(christady hardiyatmo, 2003)

Tekanan tanah pasif :

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_1^2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$P_{p2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_2^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot h_2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$K_p = \frac{1 - \sin Q}{1 + \sin Q} = \tan^2 \left(45 + \frac{Q}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

Maka tekanan pasif suatu tanah datar tanpa kohesi (c = 0)

$$P_p = K_p \gamma H \quad \dots\dots\dots (8)$$

Tekanan pasif suatu tanah datar dengan kohesi

$$P_p = K_p \gamma H \sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots (9)$$

Untuk tanah miring

$$K_p = \left[\frac{\cos Q}{1 + 0 \sqrt{\frac{\sin Q \sin (Q + \delta)}{\cos \delta}}} \right]^2 \dots\dots\dots (10)$$

Maka tekanan tanah pasif tanpa kohesi

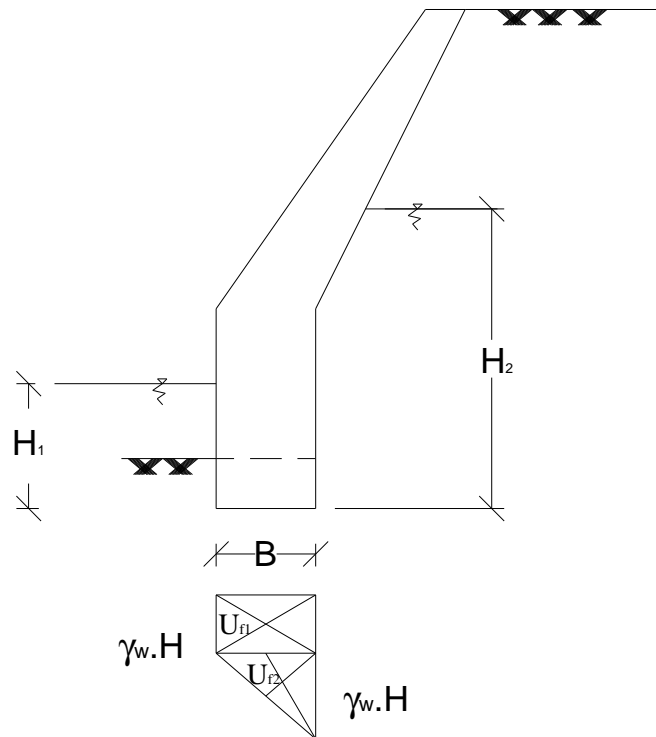
$$P_p = K_p \gamma H \dots\dots\dots (11)$$

Tekanan tanah pasif dengan kohesi

$$P_p = K_p \gamma H - 2c\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (12)$$

2.2.2 Tekanan Uplift

Hukum Archimedes berlaku pula untuk konstruksi bendungan, yang gaya teka keatas sama dengan berat dari volume benda yang di pindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal makin berat betonnya akan makin stabil terhadap gaya geseran.



Gambar 2.7 Pengaruh tekanan uplift pada dinding penahan tanah.

$$U_{f1} = \gamma_w \cdot H \cdot B \cdot 1 \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$U_{f2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot B \cdot 1 \quad \dots\dots\dots (14)$$

Besarnya momen akibat tekanan uplift :

$$MU_f = U_f \cdot (\text{jarak lengan yang ditinjau}) \quad \dots\dots\dots (15)$$

Keterangan :

H = tinggi permukaan air dari dasar fondasi

γ_w = berat volume air t/m^3

B = lebar pondasi

(Suryolelono, 1994)

2.2.3 Teori Rankine Untuk Tanah Non-Kohesi

Ditinjau suatu tanah tak berkohesi yang homogen dan isotropis yang terletak pada ruangan semi tak terhingga dengan permukaan horisontal, dan dinding penahan vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tahanan tanah pasif, ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen di dalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horisontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang vertikal maupun horisontalnya. Dianggap tanah ditahan dalam arah horisontal. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang di uji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedang tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horisontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tanah aktif (*coefficient of active pressure*) atau K_a . bila ditanyakan dalam persamaan umum :

(Hary Christady Hardiyatmo, 2007)

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (16)$$

Dengan $\sigma_v = z\gamma$.

Dari Gambar 1.4 dapat dilihat bahwa

..... (17)



(Sumber : Hary Christady Hardiyatmo)

Dengan $\sigma_v = \sigma_1 = z\gamma$ dan ϕ yang telah diketahui.

$$\dots\dots\dots (18)$$

Karena $\sigma_3 = K_a Z\gamma$, maka

$$\dots\dots\dots (19)$$

Sekarang bila tanah di tekan dalam arah horisontalnya, sembarang elemen tanah akan sama kondisinya seperti keadaan benda uji dalam alat triaksial yang dibebani sampai runtuh melalui penambahan tekanan sel sedang tekanan aksial tetap. Nilai banding tegangan horisontal dan vertical pada kondisi ini merupakan koefisien tekanan pasif (*coefficient of passive pressure*) atau K_p .

Pada tinjauan pasif, nilai ϕ dan $\sigma_3 = z\gamma$ (tegangan utama $\sigma_v = z\gamma$, dalam hal ini menjadi σ_3) sudah diketahui. Pada kondisi ini diperoleh persamaan :

$$\sigma_p = z\gamma \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \dots\dots\dots (20)$$

atau

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_1} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots (21)$$

Perlu diketahui bahwa bidang geser (bidang longsor) perpotongan dengan permukaan horisontal pada sudut $(45^\circ + \phi/2)$ untuk kondisi aktif, pada sudut $(45^\circ - \phi/2)$ untuk kondisi tanah pasif.

(sumber : Hary Christady Hardiyatmo, 2007)

Koefisien Tekanan Tanah Aktif dan Pasif (K_a dan K_p) untuk tanah non-kohesif menurut pendekatan dari Rankine dihitung dengan rumus dibawah ini : (Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \phi}}{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots (22)$$

$$K_p = \cos \omega \frac{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \phi}}{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots (23)$$

2.2.4 Teori Coulomb Untuk Tanah Non-Kohesif

Sesuai dengan teori Coulomb, koefisien tekanan tanah K_a dan K_p untuk tanah non-kohesif dihitung dengan rumus.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \omega)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \dots\dots\dots (24)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \omega)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \dots\dots\dots (25)$$

ϕ = sudut gesek dalam dari tanah

ω = kemiringan timbunan tanah terhadap bidang horisontal

δ = sudut geser dinding-tanah biasanya dimabil $2/3 \phi$ s/d 1.0ϕ

β = kemiringan dinding terhadap bidang vertical

2.2.5 Pengaruh Kohesi Tanah

Dari persamaan-persamaan di atas, terlihat bahwa tekanan aktif pada dinding penahan adalah di sebabkan oleh tekanan aktif tanah dikurangi dengan pengaruh kohesi tanah. Kohesi tanah akan menyebabkan terjadinya tekanan tanah yang bernilai negatif. Hal ini tidak terjadi di lapangan sehingga sebagai konsekuensinya pada daerah dengan tekanan tanah aktif lebih kecil dari nol, besarnya tekanan tanah aktif yang terjadi akan sama dengan 0. Kedalaman lapisan dimana tekanan tanah aktif mempunyai nilai lebih kecil dari 0 disebut kedalaman retak Z_c , dan dihitung dengan rumus dibawah ini.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma \sqrt{K_a}} \dots\dots\dots (26)$$

2.2.6 Koefisien Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam

Dalam perencanaan dinding penahan tanah atau abutmen yang memperhitungkan pengaruh tahanan pasif dari tanah, tekanan tanah pasif dibatasi sampai tekanan pada kondisi diam. Koefisien tekanan tanah pasif pada kondisi diam dihitung dengan rumus berikut.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \dots\dots\dots (27)$$

2.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Tekanan tanah dan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah sangat mempengaruhi stabilitas dinding penahan tanah itu sendiri, secara umum pemampatan atau penggunaan bahan dalam konstruksi dinding penahan tanah yang berarti memberikan perkuatan pada massa tanah, memperbesar timbunan di belakang dinding penahan tanah. Perkuatan ini, juga mengurangi potensi gaya lateral yang menimbulkan perpindahan kearah horizontal dari pada dinding tersebut sebagai akibat adanya beban vertikal yang dipindahkan menjadi tekanan horizontal yang bekerja dibelakang dinding penahan tanah atau biasa dikenal sebagai tekanan tanah aktif. (Suryolelono, 1994) :

Analisis yang perlu dilakukan pada konstruksi dinding penahan tanah adalah:

2.3.1 Kestabilan Terhadap Guling

Kestabilan struktur terhadap kemungkinan terguling dihitung dengan persamaan berikut :

$$SF_{guling} = \frac{\Sigma M}{\Sigma M_H} \geq 2 \quad \dots\dots\dots (28)$$

Keterangan :

ΣM = Jumlah dari momen-momen yang menyebabkan struktur terguling dengan titik pusat putaran di titik 0. ΣM disebabkan oleh tekanan tanah aktif yang bekerja pada elevasi H/3.

ΣM_H = jumlah dari momen-momen yang mencegah struktur terguling dengan titik pusat putaran di titik 0. ΣM_H merupakan momen-momen yang disebabkan oleh gaya vertikal dari struktur dan berat tanah diatas struktur.

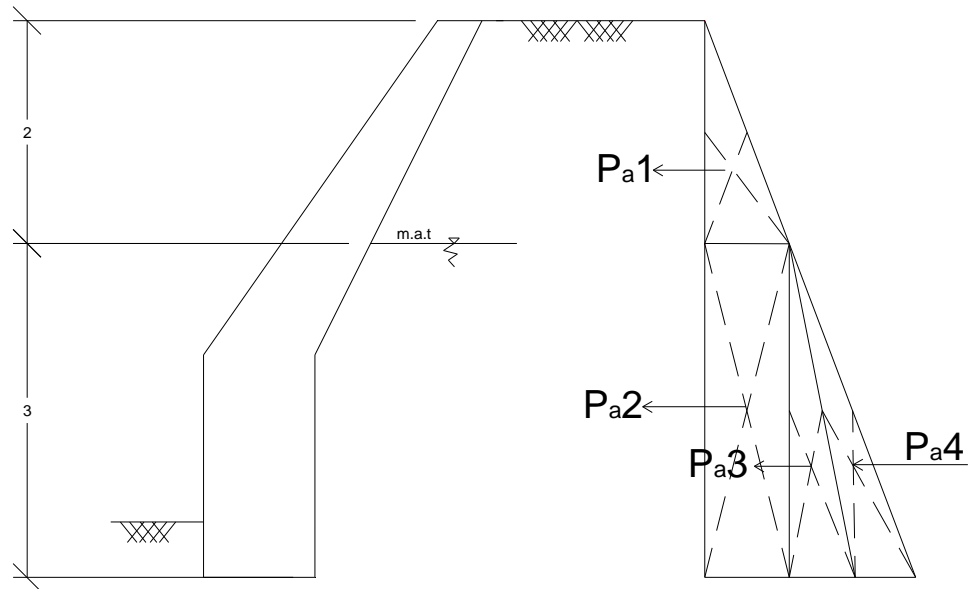
Nilai angka keamanan minimum terhadap geser dalam perencanaan digunakan adalah 1,3.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

2.3.2 Ketahanan Terhadap Geser

Gaya aktif tanah (E_a) selain menimbulkan terjadinya momen juga menimbulkan gaya dorong sehingga dinding akan bergeser, bila dinding penahan tanah dalam keadaan stabil, maka gaya-gaya yang bekerja dalam keadaan seimbang ($\Sigma F = 0$ dan $\Sigma M =$

0) .perlawanan terhadap gaya dorong ini terjadi pada bidang kontak antara tanah dasar pondasi. (Sumber : Suryolelono, 1994)



Gambar 2.9 Perlawanan gaya dorong (E_a) pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dan tanah dasar pondasi. (sumber : Suryolelono, 1994)

Ada dua kemungkinan gaya perlawanan ini didasarkan pada jenis tanahnya.

a. Tanah dasar pondasi berupa tanah non-koheusif

Besarnya gaya perlawanan adalah $F = N \cdot f$, dengan f adalah koefisien gesek antar dinding beton dan tanah dasar pondasi, sedangkan N dapat di cari dari keseimbangan gaya-gaya vertical ($\Sigma F_v = 0$), maka diperoleh $N = V$. besarnya f diambil bila alas pondasi relative kasar maka $f = \tan \phi$ dimana ϕ merupakan sudut gesek dalam tanah, sebliknya bila alas pondasi

relative halus permukaannya maka diambil $f = \tan (2/3 \varphi)$ sehingga dalam hitungan angka keamanan (SF).

(sumber : Suyolelono, 1994)

$$SF = \frac{\text{gaya lawan}}{\text{gaya dorong}} = \frac{V \cdot f}{E_a} \dots\dots\dots (29)$$

$SF \geq 1,5$ digunakan untuk jenis tanah non-kohefif, missal tanah pasir.

Keterangan :

SF = *safety factor* (angka keamanan)

V = gaya vertical

f = koefisien gesek antara dinding beton dan tanah dasar pondasi

E_a = gaya aktif tanah

Bila mana pada konstruksi tersebut dapat diharapkan bahwa tanah pasif dapat dipertanggung jawabkan keberadaannya, maka besarnya gaya pasif tanah (E_p) perlu diperhitungkan, sehingga gaya lawan menjadi :

(sumber : Suyolelono, 1994)

$$V \cdot f + E_p \dots\dots\dots (30)$$

Keterangan :

E_p = gaya pasif tanah.

- b. Tanah dasar pondasi berupa tanah kohesif.

Gaya perlawanan yang terjadi berupa lekatan antara tanah dasar pondasi dengan alas pondasi dinding penahan tanah. Besarnya lekatan antara alas pondasi dinding penahan tanah dengan dasar pondasi adalah $(0,5 - 0,75) c$, di mana c adalah kohesi tanah. Dalam analisis biasanya diambil sebesar $\frac{2}{3} c$. besarnya gaya lekat yang merupakan gaya lawan adalah luas alas pondasi dinding penahan tanah dikalikan dengan lekatan diperoleh gaya lawan = $\frac{2}{3} c (b \times 1)$ bila mana diambil dinding 1m. (sumber : Suryolelono, 1994)

Angka persamaan $(SF) = \frac{\frac{2}{3} c . b}{E_a}$, dan bila E_p di perhitungkan,

$$SF = \frac{\frac{2}{3} c . b + E_p}{E_a} \dots\dots\dots (31)$$

Untuk jenis tanah campuran (lempung pasir) maka besarnya,

$$SF = \frac{V . f + \frac{2}{3} . c . b + E_p}{E_a} \dots\dots\dots (32)$$

Keterangan :

c = kohesi tanah

b = alas pondasi dinding penahan tanah

$SF \geq 2$ digunakan untuk jenis tanah kohesif, misal tanah lempung. (sumber : Suryolelono, 1994).

2.3.3 Daya dukung ijin dari tanah

Tekanan yang disebabkan oleh gaya-gaya yang terjadi pada dinding penahan ke tanah harus dipastikan lebih kecil dari daya dukung ijin tanah. Penentuan daya dukung ijin pada dasar dinding penahan/abutmen dilakukan seperti dalam perencanaan pondasi dangkal. (Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

Eksentrisitas dari gaya-gaya ke pondasi seperti terlihat pada gambar 2.4 dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$eks = (0,5 \cdot B) - x \quad \dots\dots\dots (33)$$

Tekanan ke tanah dihitung dengan rumus :

$$q_{max} = \frac{2V}{3(\frac{B}{2} - e)} \quad \dots\dots\dots (34)$$

Keterangan :

e = eksentrisitas

B = alas pondasi dinding penahan tanah

Σ = tekanan

Jika nilai $eks > B/6$ maka nilai σ akan lebih kecil dari 0. Hal tersebut adalah sesuatu yang tidak diharapkan. Jika hal ini terjadi maka lebar dinding penahan B perlu di perbesar Angka keamanan terhadap tekanan maksimum ke tanah dasar dihitung dengan rumus

$$SF_{dayadukung} = \frac{q_{ultimate}}{q_{mak}} \quad \dots\dots\dots (35)$$

Nilai minimum dari angka keamanan terhadap daya dukung yang biasa digunakan dalam perencanaan adalah 3.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

2.3.4 Kapasitas dukung tanah

Analisis kapasitas dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi yang bekerja di atasnya. Fondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak dibawahnya.

Banyak cara yang telah dibuat untuk merumuskan persamaan kapasitas dukung tanah, namun seluruhnya hanya merupakan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhannya.
(teori Terzaghi)

Rumus persamaan umum beban ultimit persatuan luas :

$$q_u = c \cdot N_c + P_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \dots\dots\dots (36)$$

Keterangan :

q_u = kapasitas dukung ultimit

c = kohesi (kN/m^2)

$p_o = D_f \gamma$ = Tekanan *overburden* pada dasar fondasi (kN/m^2)

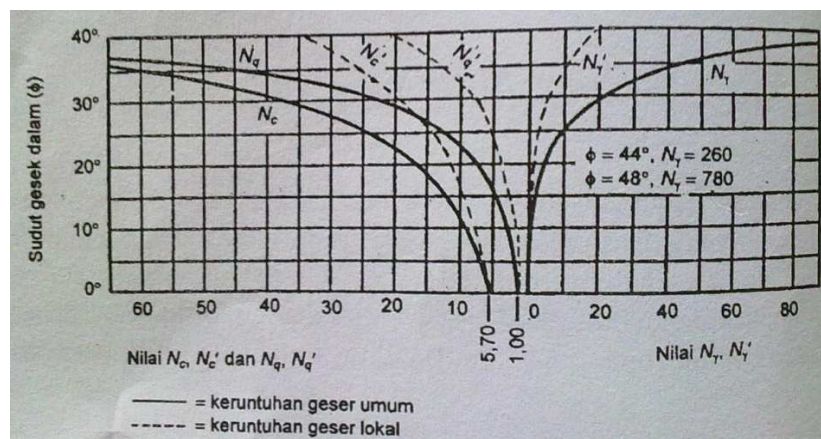
D_f = kedalam fondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar fondasi (m)

N_γ, N_c, N_q = factor kapasitas dukung tanah (fungsi ϕ)

Nilai-nilai dari N_γ, N_c, N_q dalam bentuk grafik yang diberikan Terzaghi dapat dilihat pada Gambar 2.10 sedang nilai-nilai numeric-nya ditunjukkan dalam Table 2.1.



Gambar 2.10 Hubungan ϕ dan N_γ, N_c, N_q (Terzaghi, 1943)

Table 2.1 Nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi

ϕ (°)	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	00,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Hary Christady Hardiyatmo, 2007)

Dalam analisis kapasitas dukung tanah, istilah-istilah berikut ini penting diketahui.

Tekanan overburden total (*total overburden pressure*)(p) adalah intensitas tekanan total yang terdiri dari berat material diatas dasar fondasi total, yaitu berat tanah dan air sebelum fondasi dibangun.

Kapasitas dukung ultimit (*ultimit bearing capacity*) (q_u) adalah bagian maksimum persatuan luas yang masih dapat didukung oleh fondasi, dengan tidak terjadi kegagalan geser pada tanah yang mendukungnya. Besarnya beban yang didukung, termasuk beban struktur, bebal pelat fondasi, dan tanah urug diatasnya.

Kapasitas dukung ultimit neto (*net ultimate bearing capacity*) (q_{un}) adalah nilai intensitas beban fondasi neto di mana tanah akan megalami keruntuhan geser, dengan :

$$q_{un} = q_u - \gamma \cdot D_f \quad \dots\dots\dots (37)$$

keterangan :

q_{un} = kapasitas dukung ultimit neto (t/m^2)

q_u = kapasitas dukung ultimit (t/m^2)

Tekanan fondasi total (*total foundation pressure*) atau intensitas pembebanan kotor (*gross loading intensity*) (q) adalah intensitas tekanan total pada tanah didasar fondasi, sesudah struktur selesai dibangun dengan pembebanan penuh. Beban-bebannya termasuk berat kotor fondasi, berat struktur atas, dan berat kotor tanah urug termasuk air diatas dasar fondasi.

Tekanan fondasi neto (*net foundation pressure*) (q_n) untuk suatu fondasi tertentu adalah tamabahan tekanan pada dasar fondasi, akibat beban mati dan beban hidup dari struktur. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka :

$$q_n = q - \gamma \cdot D_f \quad \dots\dots\dots (38)$$

Keterangan :

q_n = tekanan fondasi neto (t/m^2)

Kapasitas dukung perkiraan (*presumed bearing capacity*)

adalah intensitas beban neto yang dipandang memenuhi syarat untuk jenis tanah tertentu untuk maksud perancangan awal. Nilai tertentu tersebut didasarkan pada pengalaman local, atau dengan hitungan yang diperoleh dari pengujian kekuatan atau pengujian pembebanan dilapangan, dengan memperhatikan faktor aman terhadap keruntuhan geser.

Kapasitas dukung ijin (*allowable bearing capacity*) (q_a)

adalah besarnya intensitas beban neto maksimum dengan mempertimbangkan besarnya kapasitas dukung, penurunan dan kemampuan struktur untuk menyesuaikan terhadap pengaruh penurunan tersebut.

Faktor aman (F) dalam tinjauan kapasitas dukung ultimit neto didefinisikan sebagai :

$$F = \frac{q_{un}}{q_n} = \frac{q_u - \gamma \cdot D_f}{q - \gamma \cdot D_f} \dots\dots\dots (39)$$

(Hary Christady Hardiyatmo, 2007)

2.3.5 Tegangan tarik pada dinding pasangan batu

Prinsip yang digunakan untuk menentukan besarnya tegangan pada dinding pasangan batu sama seperti menentukan tegangan pada tanah dasar dimana tegangan pada bidang horisontal dihitung dengan rumus :

$$\sigma_{\min}^{\text{mak}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6.e.k_s}{B} \right) \dots\dots\dots (40)$$

Dinding pasangan batu dianggap aman jika tegangan minimum pada suatu bidang horizontal lebih besar atau sama dengan nol. (Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

2.4 Beban Gempa Pada Struktur Dinding Penahan Tanah

Pengaruh beban gempa pada dinding penahan tanah dapat diperhitungkan dengan menggunakan analisa statik ekivalen. Dalam analisis statik ekivalen, beban gempa dihitung dengan persamaan berikut.

(Sumber : <http://pdf-search-engine.com>)

$$T_{EQ} = K_h * I * W_r \dots\dots\dots (41)$$

$$K_h = C * I \dots\dots\dots (42)$$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien gempa dasar untuk daerah, waktu, dan kondisi setempat yang sesuai.

I = Faktor Keutamaan

Wr = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati tambahan.

Dinding penahan tanah yang akan dibangun pada daerah-daerah dimana dapat diharapkan adanya pengaruh-pengaruh dari gempa bumi, harus direncanakan dengan perhitungan pengaruh-pengaruh gempa bumi tersebut. Pengaruh-pengaruh gempa bumi pada dinding penahan tanah diperhitungkan senilai dengan pengaruh suatu gaya horizontal, yang bekerja pada titik berat konstruksi/bagian konstruksi yang ditinjau dalam arah yang paling berbahaya. (sumber : sumantri, 1989)

Gaya horizontal yang dimaksud ditentukan dengan rumus :

$$K = E \cdot G \quad \dots\dots\dots (43)$$

Di mana :

K = gaya horizontal

G = muatan mati dari konstruksi/bagian konstruksi yang ditinjau

E = koefisien gempa bumi, yang di tentukan menurut daftar berikut :

Table 2.2 Koefisien Gempa bumi

Keadaan tanah/pondasi	Koefisien gempa bumi untuk daerah		
	I	II	III
Untuk dinding penahan tanah yang didirikan diatas pondasi langsung dengan tekanan tanah sebesar 5 kg/cm^2 atau lebih	0,12	0,06	0,03
Untuk dinding penah tanah yang didirikan diatas pondasi langsung dengan tkanan tanah kurang 5 kg/cm^2	0,20	0,10	0,05
Untuk dinding penahan tanah yang didirikan diaatas pondasi, selain pondasi langsung	0,28	0,14	0,07

(sumber : sumantri, 1989)

2.5 Metode Elemen Hingga

Perkembangan dunia komputer telah begitu cepatnya mempengaruhi bidang-bidang penelitian dan industri, sehingga impian para ahli dalam mengembangkan ilmu pengetahuan dan industri telah menjadi kenyataan. Pada trend sekarang ini, metoda dan analisa desain telah banyak menggunakan perhitungan matematis yang rumit dalam penggunaan sehari-hari. Metode elemen hingga (finite element method) banyak memberikan andil dalam melahirkan penemuan-penemuan bidang riset dan industri, hal ini dikarenakan dapat berperan sebagai research tool pada eksperimen numerik. Aplikasi banyak dilakukan pada problem kompleks diselesaikan dengan metode elemen hingga seperti rekayasa struktur, steady state dan time dependent heat transfer, fluid flow, dan electrical potential problem, aplikasi bidang medical (Ir. A. As'ad Sonief, MT, 2003)

2.5.1 Sistem Koordinat

a. Sistem koordinat global

koordinat struktur untuk sebuah titik pada continuum

- Ref untuk seluruh continuum
- Ref untuk seluruh struktur

b. Sistem koordinat lokal

Sistem koordinat yang dipasang pada elemen (acuan pada elemen yang bersangkutan)

- dipasang elemen
- Ref untuk titik-titik yang ada di elemen

c. Sistem koordinat natural

Terdiri atas koordinat tanpa dimensi untuk identifikasi posisi, dengan tanpa terpengaruh oleh keluaran elemen.

d. Merupakan nisbah koordinat tersebut terhadap ukuran elemen

Sistem koordinat Natural 1-D (elemen garis)

(Ir. A. As'ad Sonief, MT, 2003)

2.5.2 Konsep Dasar Analisis Metode Elemen Hingga

- a. Menjadikan elemen-elemen diskrit untuk memperoleh simpangan-simpangan dan gaya-gaya anggota dari suatu struktur.
- b. Menggunakan elemen-elemen kontinum untuk memperoleh solusi pendekatan terhadap permasalahan-permasalahan perpindahan panas, mekanika fluida dan mekanika solid.

Dua karakteristik yang membedakan metoda elemen hingga dengan metoda numeric yang lain yaitu :

- a. Metoda ini menggunakan formulasi integral untuk menghasilkan sistem persamaan aljabar.
- b. Metoda ini menggunakan fungs-fungsi kontinyu untuk pendekatan parameter-parameter yang belum diketahui.

Lima langkah untuk menyelesaikan permasalahan fisik dengan metoda elemen hingga yaitu :

- a. Permasalahan fisik dibuat elemen-elemen kecil. Elemen-elemen tersebut ditandai dengan nomor elemen dan nomor titik nodal, termasuk juga harga-harga koordinat.
- b. Tentukan persamaan pendekatannya, linier atau kuadratik. Persamaan-persamaan tersebut harus ditulis dalam bentuk harga-harga nodal yang belum diketahui. Ini berlaku untuk

setiap elemen, artinya setiap elemen harus didefinisikan sifatnya dalam bentuk persamaan diatas.

- c. Bentuklah sistem persamaan diatas dengan metoda Galerkin, Varisional, Formulasi energi potensial, Collocation, Subdomain, dll. Khusus untuk formulasi energi potensial, energi potensial dari sistem ditulis dalam bentuk simpangan nodal dan kemudian diminimalkan. Dimana akan diberikan satu persamaan setiap simpangan yang belum diketahui.

- d. Selesaikan sistem persamaan diatas.

Hitung besaran yang dicari. Besaran bisa berupa komponen-komponen tegangan, aliran panas atau kecepatan fluida.

(Ir. A. As'ad Sonief, MT, 2003)

2.6 Program SAP2000

Program SAP2000 merupakan pengembangan program SAP yang di buat oleh Prof. Edward L. Wilson dari university of California at Berkeley, US sekitar tahun 1971. Untuk melayani keperluan komersial dari program SAP, pada tahun 1975 di bentuk perusahaan Computer & Stucture, Inc, dipimpin oleh Ashraf Habibullah, di mana perusahaan tersebut sampai saat ini masi teteap eksis dan berkembang (<http://www.csiberkeley.com>).

SAP2000 menyediakan beberapa pilihan. Antara lain membuat model struktur baru. memodifikasi dan merancang (mendisain) element struktur. Semua hal tersebut dapat dilakukan melalui *user interface* yang sama. Program ini dirancang sangat interaktif, sehingga beberapa hal dapat dilakukan, misalnya mengontrol kondisi tegangan pada elemen struktur, mengubah dimensi batang, dan mengganti peraturan (*code*) perancangan tanpa harus mengulang analisis struktur.

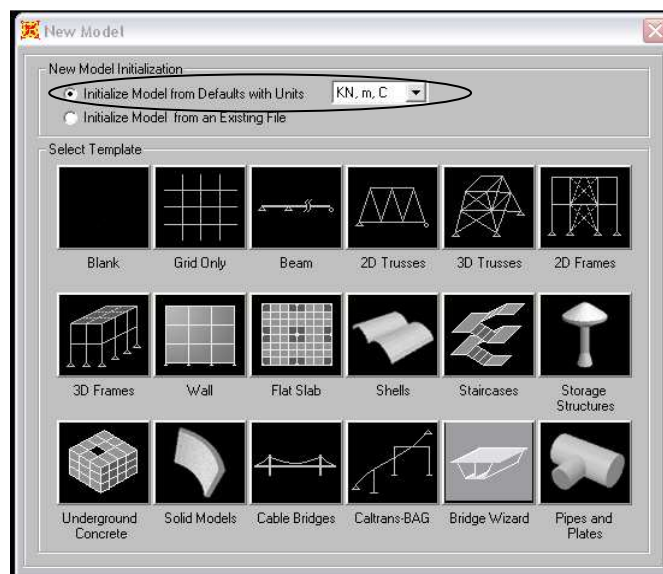
Untuk pembahasan disini penyusun menggunakan *SAP2000 V11 model plan strain – analisis static* dengan tinjauan secara 2 dimensi.

2.6.1 Input Model

Input model atau input data merupakan memasukan nilai-nilai yang telah di hitung manual ataupun nilai-nilai hasil pengujian dari laboratorium. Adapun tahapan dalam Input model sebagai berikut :

- a. Memulai membuat file baru

Memulai membuat file baru yaitu memasukan model baru (select template) yang akan dipilih dan menentukan satuan yang akan di gunakan



Gambar 2.11 New Model Instalazation

Sebagai contoh, dapat dilihat tampilan new model (Gambar 2.11). Memilih UNIT-SATUAN untuk data geometri atau beban, sebaiknya ditetapkan pada tahap ini. Jika tidak, data yang telah dimasukkan akan berubah sesuai unit satuan baru di masukkan (Wiryanto Dewobroto, 2007). Setelah melakukan select template akan disediakan grid koordinat bantu di layar untuk menempatkan titik-titik koordinat nodal dari geometri yang akan dibuat secara grafis. Ukuran grid bantu akan ditetapkan dengan kotak dialog yang akan ditampilkan seperti gambar berikut.

Quick Grid Lines

☐ Cartesian ☐ Cylindrical

Coordinate System Name

Number of Grid Lines

X direction	<input type="text" value="26"/>
Y direction	<input type="text" value="1"/>
Z direction	<input type="text" value="4"/>

Grid Spacing

X direction	<input type="text" value="0,1"/>
Y direction	<input type="text" value="1"/>
Z direction	<input type="text" value="1,5"/>


First Grid Line Location

X direction	<input type="text" value="0,"/>
Y direction	<input type="text" value="0,"/>
Z direction	<input type="text" value="0,"/>

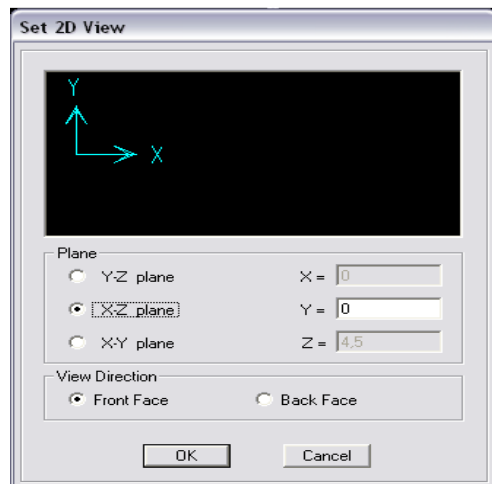
Gambar 2.12 *Quick Grid Lines*

b. Mengubah tampilan kebidang XZ :

Mengubah tampilan kebidang XZ bisa dengan mengklik

langsung toolbar  atau dengan cara *View > set 2D view*

- Klik *X-Z plan*
- Klik *Ok*



Gambar 2.13 Mengubah tampilan kebidang XZ

c. Mendefinisikan tipe bahan

Tahap mendefinisikan tipe bahan yaitu memilih tipe material dan memasukan material-material yang telah diuji di laboratorium seperti berat jenis beton, modulus of elasticity dan kuat tekan beton.

- d. Mendefinisiakn penampang elment struktur (beton)
- e. Menggambar Model Struktur
- f. Membagi Area Dalam Pias-Pias Tinjauan
- g. Mengganti Tipe Tumpuan Menjadi Tumpuan Jepit
- h. Mendefinisikan Tipe Bahan
- i. Mendefinisikan Kombinasi Pebebanan

- j. Mendefinisikan Pola Pembebanan
- k. Menentukan Tipe Analisis Struktur (*Plan Strain-2d*)
- l. Melakukan Analisis

2.6.2 Data Output

Data output merupakan hasil dari analisis program SAP2000 yang berisi deformasi, gaya, tegangan dan hasil analisis lain jika ada.

BAB III

METODE KAJIAN

3.1 Objek Kajian

Dalam penyusunan proyek akhir ini yang digunakan sebagai objek kajian atau objek yang dianalisis adalah dinding penahan tanah pada jaringan irigasi Cokrobedog terletak di Ambar Ketawang, Dinding penahan tanah ini termasuk jenis dinding penahan yang terbuat dari batu kali murni & batu kali dengan tulangan (*gravity & semi gravity*), Dan untuk mengontrol gaya-gaya dalam yang bekerja pada dinding penahan tanah dinding tersebut disimulasi dinding penahan tanah yang terbuat dari beton.

3.2 Lokasi Kajian

Lokasi objek yang dikaji atau objek yang dianalisis yaitu di jaringan irigasi Cokrobedog terletak di Ambar Ketawang, Godean kabupaten Sleman Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta.

3.3 Waktu Kajian

Waktu dilaksanakan kajian atau pembuatan proyek akhir ini dimulai pada bulan mei 2010.

3.4 Metode Pengumpulan Data

Metode pengumpulan data-data yang dibutuhkan memerlukan beberapa tahap untuk penyelesaian proyek akhir ini antara lain dengan :

3.3.1. Data Sekunder

Salah satu data sekunder yang diprioritaskan adalah dengan cara mengambil data-data yang telah diuji yaitu data sampel pengujian bahan dan pembuatan *mix design* dan data sampel pengujian tanah, data-data tersebut penulis mengambil data yang telah di uji oleh Dinas Bidang Pengairan Diskimpraswil DIY.

3.3.2. Metode Observasi

Metode observasi ini digunakan sebagai suatu pemahaman terhadap objek yang dianalisis, penulis mengetahui secara pasti tentang kondisi dan gambaran objek yang dianalisis.

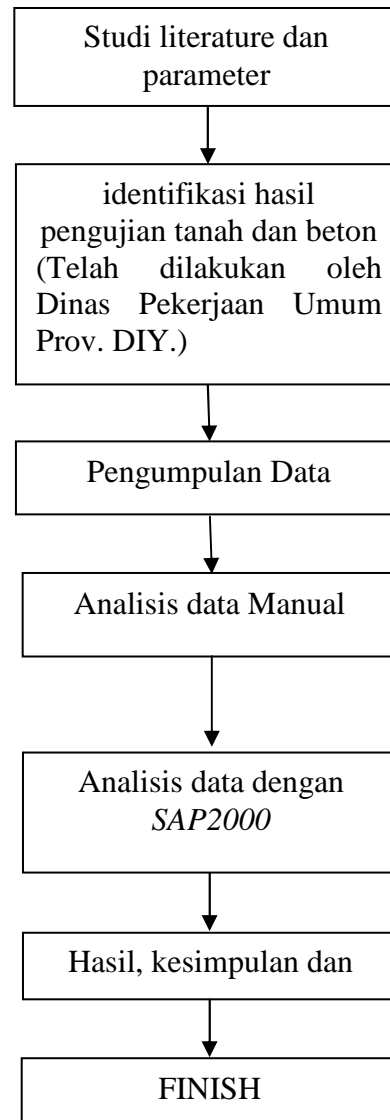
3.3.3. Metode Wawancara

Metode wawancara ini diperlukan untuk melengkapi data-data yang dibutuhkan yang sekiranya belum tertulis ataupun belum tersurat. Dengan mewawancarai pihak-pihak yang bersangkutan dengan objek kajian atau dobjek yang dianalisis, juga terhadap pihak lain yang memahami pada objek kajian dan analisisnya.

3.5 Metode Analisis

Setelah data yang diperlukan diperoleh secara keseluruhan, maka data yang ada tersebut dikumpulkan. Kemudian dengan literature yang sudah didapatkan maka data tersebut diolah dan dianalisis dengan menggunakan data yang diperoleh dilapangan, menggunakan formula yang ada pada landasan teori dan dianalisis dengan menggunakan program komputer yaitu *SAP2000*.

Metode kajian dapat disajikan dalam diagram (*flowchart*) sebagai berikut :



Gambar 3.1 *flowchart* metode kajian

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Kondisi Umum Dinding Penahan Tanah

Kondisi dinding penahan tanah pada saluran irigasi DI. Cokrobedog yang akan dianalisis manual tersebut dari pasangan batu kali. Dinding penahan tanah ini dikategorikan sebagai jenis klasik dengan mengandalkan berat konstruksi itu sendiri untuk melawan gaya-gaya yang bekerja dan menganalisis kontrol gaya-gaya dalam yang bekerja pada konstruksi dinding penahan dengan menggunakan sebuah perangkat lunak (*software*) dengan memanfaatkan SAP2000 versi 11.

Untuk mengontrol gaya-gaya dalam yang bekerja pada konstruksinya disimulasikan dengan dinding penahan tanah yang terbuat dari beton.

Berdasarkan PMI – 1970 jenis konstruksi pasangan batu kali dengan campuran 1Pc : 4 Pasir, maka :

Tegangan desak yang diijinkan (σ_{desak})	=	1500 Kpa
Tegangan tarik yang diijinkan (σ_{tarik})	=	300 Kpa
Tegangan geser yang diijinkan (τ')	=	150 Kpa
Berat volume pasangan (γ_{pasangan})	=	22 kN/m ³

Konstruksi dinding penahan tanah ini berfungsi sebagai penahanan tanah agar tidak longsor, pencegahan erosi oleh arus air dan sebagai tanggul banjir.

4.2 Analisis Dinding Penahan Tanah

Dari lampiran diketahui data tanah adalah :

Kohesi tanah $c = 65 \text{ kN/m}^2$

Sudut gesek dalam $\phi = 13,5^\circ$

Berat volume tanah kering $\gamma_d = 1,195 \text{ g/cm}^3 = 11,95 \text{ kN/m}^3$

Berat volume tanah bulk $\gamma_b = 1,708 \text{ g/cm}^3 = 17,08 \text{ kN/m}^3$

Berat volume air $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Berat jenis tanah $G_s = 2.72$

Angka pori $e = 1,27$

Kadar pori :

$$\begin{aligned} n &= \frac{e}{1 + e} \\ &= \frac{1,27}{1 + 1,27} = 0.56 \end{aligned}$$

Berat volume tanah jenuh :

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sat}} &= \gamma_d + n \\ &= 11,95 + 0.56 = 12,51 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Berat volume tanah terendam air :

$$\begin{aligned} \gamma' &= \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_{\text{sat}}} \times \gamma_d \\ &= \frac{12,51 - 10}{12,51} \times 11,95 \\ &= 2,40 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Stabilitas dinding penahan tanah



4.2.1.1 perhitungan tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{13,5^\circ}{2} \right) \\ &= 0,62 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} P_{a1} &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_b \cdot H_1^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,62 \cdot 17,08 \cdot 2^2 \\ &= 21,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a2} &= K_a \cdot \square_b \cdot H_2^2 \\ &= 0,62 \cdot 17,08 \cdot 3^2 \end{aligned}$$

$$= 95,31 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{a3} &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \square_{\text{sat}} \cdot H_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,62 \cdot 12,51 \cdot 3^2 \\ &= 34,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a4} &= \frac{1}{2} \cdot \square_w \cdot H_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 3^2 \\ &= 45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} \\ &= 21,18 + 95,31 + 34,90 + 45 \\ &= 196,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen aktif :

$$\begin{aligned} M_{a1} &= P_{a1} \cdot \left[\left(\frac{1}{3} \cdot H_1 \right) + H_2 \right] \\ &= 21,18 \cdot \left[\left(\frac{1}{3} \cdot 2 \right) + 3 \right] \\ &= 77,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{a2} &= P_{a2} \cdot \frac{1}{2} \cdot H_2 \\ &= 95,31 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \\ &= 142,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{a3} &= P_{a3} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 \\ &= 34,90 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 \\ &= 34,90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{a4} &= P_{a4} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 \\ &= 45 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 \end{aligned}$$

$$= 45 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_a &= M_{a1} + M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} \\ &= 77,66 + 142,96 + 34,90 + 45 \\ &= (-) 300,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.1.2 Perhitungan tekanan tanah pasif

Koefisien tekanan tanah pasif :

$$\begin{aligned} K_p &= \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \\ &= \text{tg}^2 (45^\circ + 13,5^\circ/2) \\ &= 1,61 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif :

$$\begin{aligned} P_{p1} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 1,25^2 \\ &= 7,81 \text{ kN} \\ P_{p2} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot D_f^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot D_f \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,40 \cdot 1,61 \cdot 0,75^2 + 2 \cdot 65 \cdot \sqrt{1,61} \cdot 0,75 \\ &= 124,96 \text{ kN} \\ P_{p3} &= \frac{1}{2} \cdot \square_{\text{sat}} \cdot H_2^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 12,509 \cdot 1,25^2 \\ &= 9,773 \text{ kN} \\ P_p &= P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} \\ &= 7,81 + 124,96 + 9,77 \end{aligned}$$

$$= 142,55 \text{ kN}$$

Momen pasif :

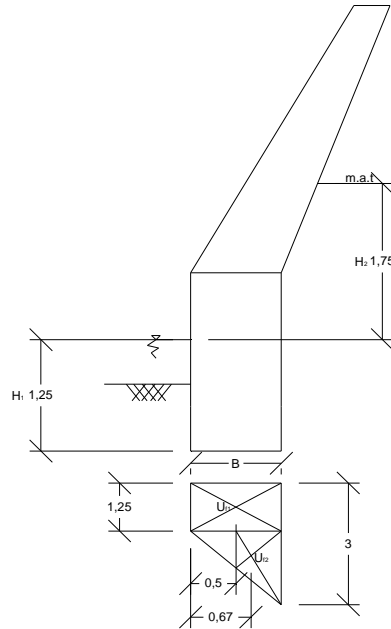
$$\begin{aligned} M_{p1} &= P_{p1} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 \\ &= 7,81 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,25 \\ &= 3,26 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{p2} &= P_{p2} \cdot \frac{1}{3} \cdot D_f \\ &= 124,96 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,75 \\ &= 31,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{p3} &= P_{p3} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 \\ &= 9,77 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,25 \\ &= 4,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= M_{p1} + M_{p2} + M_{p3} \\ &= 3,26 + 31,24 + 4,07 \\ &= 38,57 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.2 Perhitungan Uplift



gambar 4.2 Pengaruh Tekanan Uplift Pada Dinding Penahan Tanah

$$U_{f1} = \gamma_w \cdot H_1 \cdot B = 10 \cdot 1,25 \cdot 1 = 12,5 \text{ kN}$$

$$U_{f2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_2 \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 3 \cdot 1 = 15 \text{ kN}$$

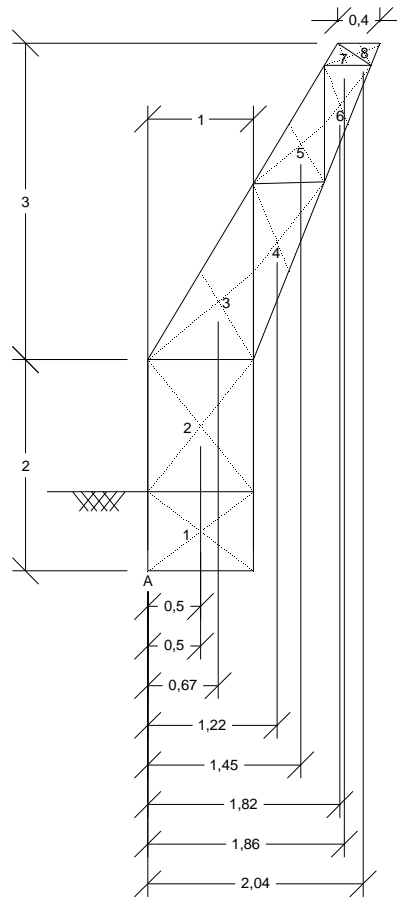
$$U_f = U_{f1} + U_{f2} = 12,5 + 15 = 27,5 \text{ kN}$$

$$MU_{f1} = U_{f1} \cdot 0,5 \cdot B = 12,5 \cdot 0,5 \cdot 1 = 6,25 \text{ kNm}$$

$$MU_{f2} = U_{f2} \cdot 0,67 \cdot B = 15 \cdot 0,67 \cdot 1 = 10 \text{ kNm}$$

$$MU_f = MU_{f1} + MU_{f2} = 6,25 + 10 = (-) 16,25 \text{ kNm}$$

4.2.3 Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi

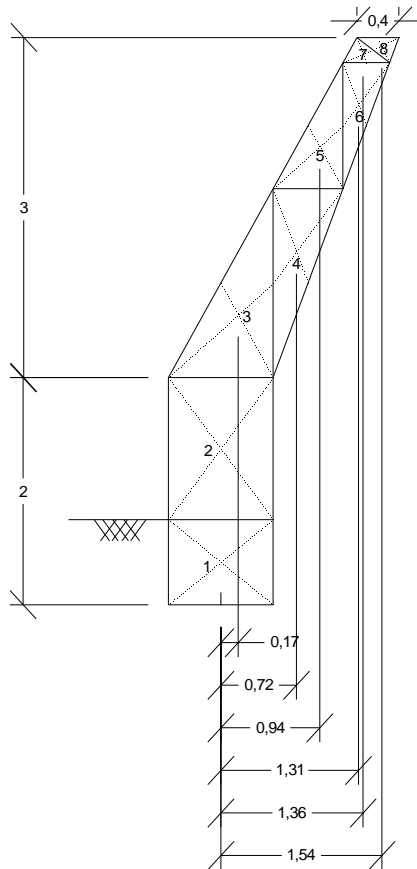


Gambar 4.3 Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi Terhadap Titik A

Table 4.1 Berat sendiri konstruksi dengan tinjauan terhadap titik A

No.	Berat sendiri (kN)	Lengan terhadap titik A (m)	Momen terhadap titik A (kNm)
1	$1 \cdot 0,75 \cdot 22 = 16,5$	0,5	8,25
2	$1 \cdot 1,25 \cdot 22 = 27,5$	0,5	13,75
3	$\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,66 \cdot 22 = 18,26$	0,67	12,23
4	$\frac{1}{2} \cdot 0,67 \cdot 1,66 \cdot 22 = 12,33$	1,22	14,92

5	$\frac{1}{2} \cdot 0,67 \cdot 1,1 \cdot 22 = 8,12$	1,45	11,77
6	$\frac{1}{2} \cdot 0,14 \cdot 1,2 \cdot 22 = 1,69$	1,82	3,08
7	$\frac{1}{2} \cdot 0,44 \cdot 0,25 \cdot 22 = 1,21$	1,86	2,25
8	$\frac{1}{2} \cdot 0,23 \cdot 0,25 \cdot 22 = 1,01$	2,04	2,06
	$\Sigma G = 86,53$		$\Sigma M = (-) 68,33$



Gambar 4.4 Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi Terhadap Titik Tengah

Table 4.2 Berat sendiri konstruksi dengan tinjauan terhadap titik tengah

No.	Berat sendiri (kN)	Lengan terhadap titik A (m)	Momen terhadap titik A (kNm)
1	$1 \cdot 0,75 \cdot 22 = 16,5$	0	0
2	$1 \cdot 1,25 \cdot 22 = 27,5$	0	0
3	$\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,66 \cdot 22 = 18,26$	0,17	3,10
4	$\frac{1}{2} \cdot 0,67 \cdot 1,66 \cdot 22 = 12,33$	0,72	8,81
5	$\frac{1}{2} \cdot 0,67 \cdot 1,1 \cdot 22 = 8,12$	0,94	7,63
6	$\frac{1}{2} \cdot 0,14 \cdot 1,2 \cdot 22 = 1,69$	1,31	2,22
7	$\frac{1}{2} \cdot 0,44 \cdot 0,25 \cdot 22 = 1,21$	1,36	1,65
8	$\frac{1}{2} \cdot 0,23 \cdot 0,25 \cdot 22 = 1,01$	1,54	1,56
	$\Sigma G = 86,53$		$\Sigma M = (-) 24,97$

4.2.4 Kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit :

$$q_u = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung tanah (fungsi ϕ). $\phi = 13,5^\circ$

Diambil dari grafik yang diberikan Terzaghi dapat dilihat pada Gambar 2.10.

$$N_c = 10,09$$

$$N_q = 3,425$$

$$N_\gamma = 2,13$$

$$p_o = D_f \cdot \gamma = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 65 \cdot 10,09 + 1,88 \cdot 3,425 + 0,5 \cdot 17,08 \cdot 1 \cdot 2,13 \\
 &= 680,49 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

kapasitas dukung ultimit neto :

$$\begin{aligned}
 q_{un} &= q_u - p_o \\
 &= 680,49 - 1,88 \\
 &= 678,60 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tekanan pondasi neto :

$$\begin{aligned}
 q_n &= q - p_o \\
 &= \frac{86,53}{1} - 1,88 = 84,64 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Faktor aman (F) :

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{q_{un}}{q_n} \\
 &= \frac{678,60}{84,64} = 8,02
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ijin :

$$\begin{aligned}
 q_a &= \frac{q_u}{F} \\
 &= \frac{680,49}{8,02} = 84,88 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.5 Faktor keamanan terhadap kuat dukung tanah, geser dan guling

Tinjauan terhadap titik A.

Stabilitas terhadap kuat dukung tanah gempa tak dilibatkan

$$\sum M = (-)24,97 \text{ kNm}$$

$$V = \sum G = 86,53 \text{ kN}$$

$$e = \frac{1}{2} B - \left(\frac{\sum M}{V} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1 - \left(\frac{(-)24,97}{86,53} \right) = -0,21$$

$$e_{ijin} = \frac{1}{6} \cdot B = \frac{1}{6} \cdot 1 = 0,17$$

$$\text{jika } e > e_{ijin} ; \text{ maka } \sigma_{maks} = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)} < q_a$$

$$\sigma_{maks} = \frac{2 \cdot 86,53}{3 \cdot \left(\frac{1}{2} - (-)0,21 \right)}$$

$$= 81,25 \text{ kN/m}^2 < q_a = 84,88 \text{ kN/m}^2 \text{ (aman)}$$

Stabilitas terhadap geser

$$\text{Gaya vertikal } V = \sum G$$

$$f = \tan \phi \rightarrow \tan 13,5^\circ = 0,24$$

$$SF = \frac{V \cdot f + \frac{2}{3} \cdot c \cdot B + P_p}{P_a}$$

$$= \frac{86,53 \cdot 0,24 + \frac{2}{3} \cdot 65 \cdot 1 + 142,55}{196,39}$$

$$= 1,05 < 2 \rightarrow \text{(tidak aman)}$$

Stabilitas terhadap guling

$$M_a = (-)300,52 \text{ kNm}$$

$$M_p = 38,56 \text{ kNm}$$

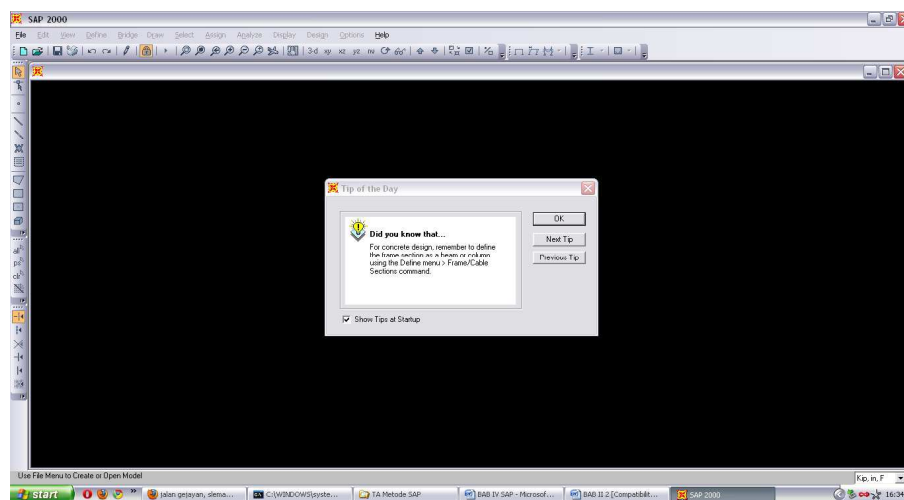
$$\sum M = (-)68,33 \text{ kNm}$$

$$MU_f = (-)16,25 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum M + M_p}{M_a + MU_f} = \frac{(-)68,33 + 38,56}{(-)300,52 + (-)16,25} \\ &= 0,34 < 2 \rightarrow \text{(tidak aman)} \end{aligned}$$

4.3 Kontrol Gaya-Gaya Dalam yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah Dengan Metode SAP2000 Plane-Strain

Sebelum memulai terlebih dahulu harus dipersiapkan program SAP2000 pada computer. Kemudian pilih program SAP2000 yang terdapat pada desktop dngan menggunakan *mouse computer*. Selanjutnya SAP2000 akan menampilkan jendela SAP2000 seperti dibawah ini.



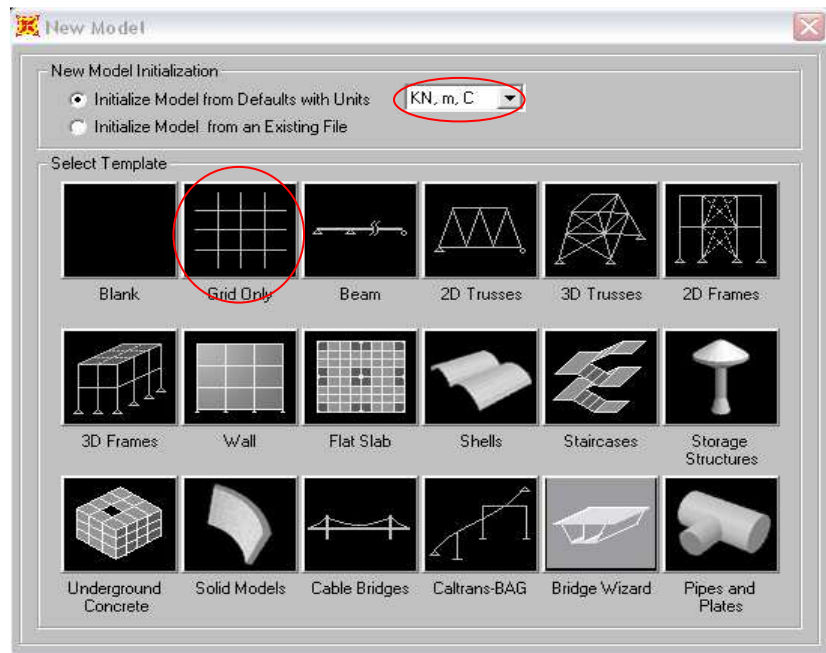
Gambar 4.5 memulai SAP2000

4.3.1 Input Model

Sebelum melakukan input model yang harus dilakukan adalah menganalisis secara manual data-data yang telah diuji dilaboratorium.

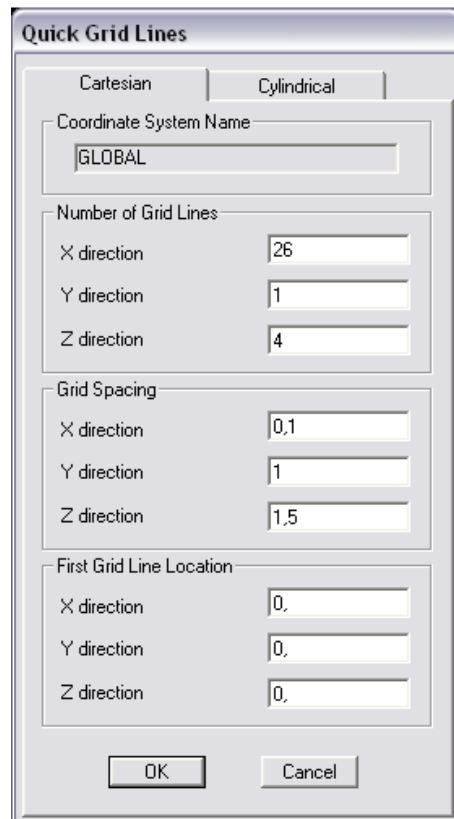
a. Memulai Membuat File Baru

Penyusun dalam pembuatan file baru di program SAP2000 menentukan satuan dengan kN, m² (kN, m, C) dan *Gird only* sebagai pemodelannya.



Gambar 4.6 Menentukan model dan satuan

Setelah menentukan model template dan satuan langkah berikutnya adalah menentukan jumlah grid (*Number of Grid Line*), sepasi antar grid (*Grid sSacing*) dan (*Fist Grid Line Location*) di arah sumbu X, Y dan Z untuk mempermudah menggambar model struktur.




The image shows a 'Quick Grid Lines' dialog box with the following settings:

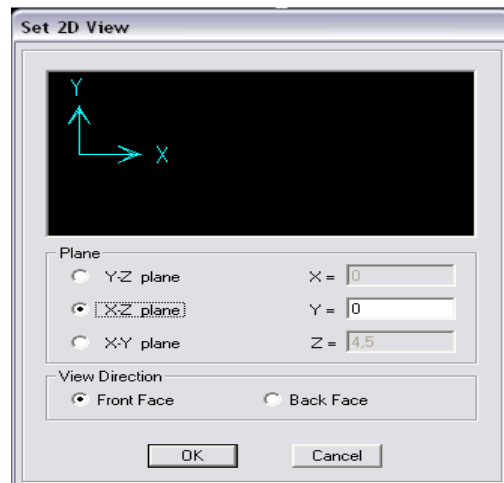
Section	Parameter	Value
Coordinate System	Cartesian	<input checked="" type="radio"/>
	Cylindrical	<input type="radio"/>
Coordinate System Name	Coordinate System Name	GLOBAL
Number of Grid Lines	X direction	26
	Y direction	1
	Z direction	4
Grid Spacing	X direction	0.1
	Y direction	1
	Z direction	1.5
First Grid Line Location	X direction	0.
	Y direction	0.
	Z direction	0.

Buttons: OK, Cancel

Gambar 4.7 Menentukan Grid

b. Mendefinisikan Tipe Bahan

Sebelum mendefinisikan tipe bahan terlebih dahulu ubah tampilan kebidang *XZ* dengan cara *view > Set 2D view* kemudian klik *X-Z plan* atau dengan mengklik toolbar .



Gambar 4.8 Mengubah tampilan kebidang XZ

Tahap ini dinding penahan tanah diasumsikan dengan dinding penahan tanah yang terbuat dari beton, Tipe bahan/material yang dipilih yaitu tipe *concrete*, dan yang akan di masukan ke *material property data* yaitu hasil dari analisis laboratorium yang telah di lakukan oleh Departemen Pekerjaan Umum.

Menentukan berat jenis beton(weight per unit volume) = 24 kN/m³.

Modulus of elasticity, $E = 21019038,99 \text{ kN/m}^2$ ($E = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$)

Poisson ratio, $U = 0,2$

Coefficient of thermal expansion (A) isikan nol (0) karena tidak ada analisis beban temperature.

Kuat tekan beton (f'_c) = 20000 kN/m²

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: beton [Color Swatch]

Material Type: Concrete

Material Notes: [Text Area] [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24

Mass per Unit Volume: 2447.3

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.1e+10

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0

Shear Modulus, G: 8004246

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 20000

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Text Area]

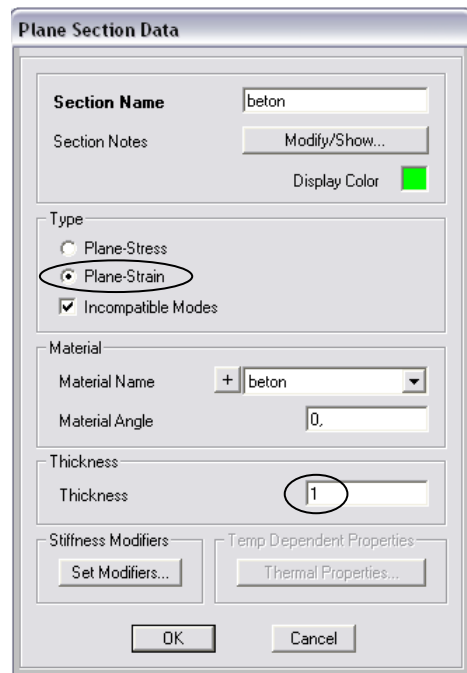
☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 4.9 *Material Property Data*


c. Mendefinisikan Penampang Elemet Struktur (Beton)

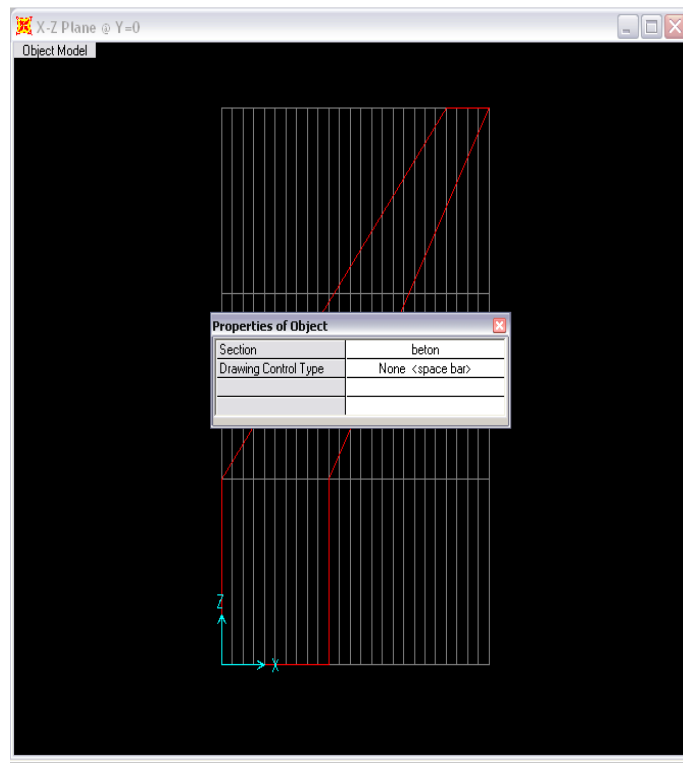
Dalam mendefinisikan elemen struktur penulis menggunakan *plane-strain* sebagai tipenya dan jarak dinding penahan tanah (talud) yang akan dianalisis satu (1) meter, adapun cara memasukan datanya seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.10 Mendefiniskan Penampang Elemen Struktur


d. Menggambar Model Struktur

Penggambaran model struktur harus persis seperti dilapangan dari jarak ataupun ketebalan model strukturnya. Langkah awal yang harus dilakukan adalah dengan memilih toolbar  atau dengan memilih *Drew > Drew poly area*. Kemudian klik pada titik grid pojok kiri bawah lalu bawa kursor ke atas menuju grid kedua dari bawah kiri dan klik, sterusnya keatas kanan dan bawah sampai terbentuk model sesuai Gambar 4.11, lalu tekan enter. Klik tombol *esc* pada keyboard setelah selesai menggambar.

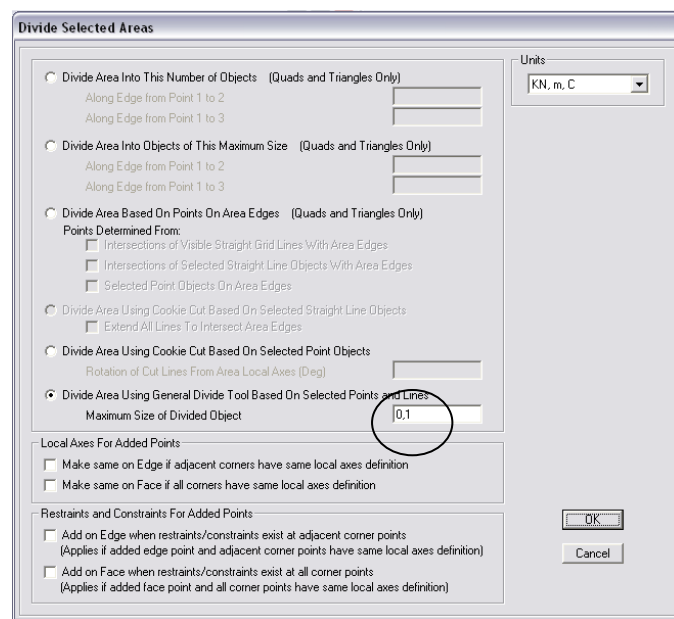


Gambar 4.11 Menggambar Model Struktur

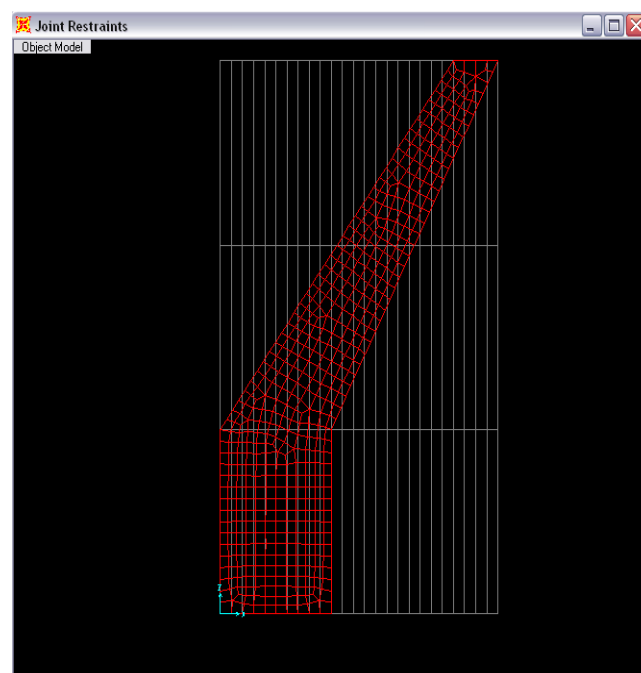
e. Membagi Area Dalam Pias-Pias Tinjauan

Dalam tahap ini penyusun melakukan dua (2) kali percobaan dengan pembagian element tiap 0,1 pias, 0,2 pias dan fungsinya dengan memasukan dua kali percobaan untuk menghasilkan running analisis semaksimal mungkin dan akurat. Menurut faqih ma'arif "Semakin pias itu di bagi semakin kecil maka semakin menyerupai kenyataan apa yang akan terjadi pada struktur yang akan dianalisis". Cara membagi pias pertama kali dengan cara klik toolbar  atau dengan klik menu *Edit > Edit area > divide areas*. Setelah muncul dialog box *Divide Selected Areas* isikan pembagian element

yang kita tentukan pada *Maximum Size of Divided Object* seperti pada Gambar 4.12. dan hasil dari pembagian pias tersebut seperti pada Gambar 4.13




Gambar 4.12 Pembagian area dalam pias tinjauan



Gambar 4.13 Hasil dari pembagian pias 0,1


f. Membagi Tipe Tumpuan Menjadi Tumpuan Jepit

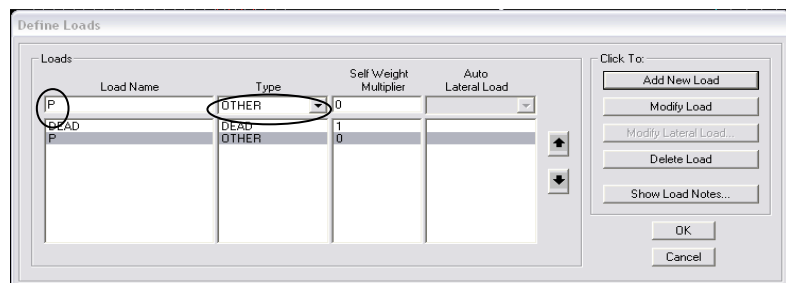
Tumpuan adalah tempat bersandarnya konstruksi dan tempat bekerjanya reaksi. Jenis tumpuan berpengaruh terhadap jenis konstruksi, sebab setiap jenis tumpuan mempunyai karakteristik sendiri. Dalam pembahasan ini penyusun menentukan tumpuan jepit karena tumpuan jepit dapat menahan gaya dalam segala arah dan dapat menahan momen. Adapun cara memasukan tumpuan jepit dalam SAP2000 yaitu klik/pilih pada semua joint bawah (tumpuan) lalu pilih toolbar  atau dengan memilih *assign > joint > restraints*, lalu pilih tumpuan jepit(tombol paling kiri) pada *fast restraints* seperti pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Joint Restraints


g. Mendefinisikan Tipe Bahan

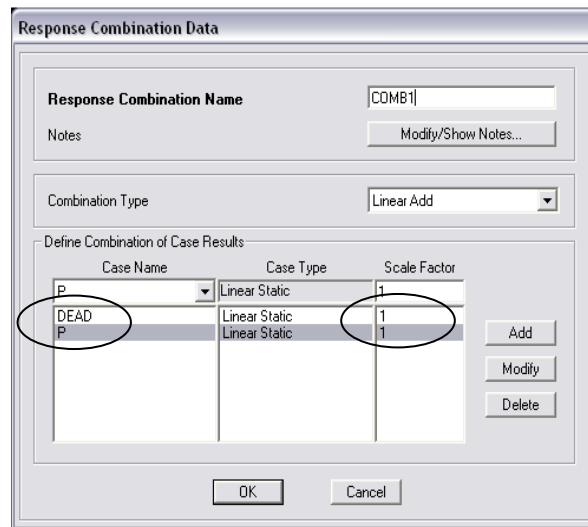
Mendefinisikan tipe bahan untuk analisis dinding penahan tanah dengan metode SAP2000 sangatlah penting untuk proses selanjutnya. Cara mendefinisikan tipe bahan pertama kali dengan cara klik toolbar  atau *Define > load case* kemudian pada *load name* isikan P dan pilih OTHER pada *type* seperti pada gambar 4.15.



Gambar 4.15 Mendefinisikan tipe bahan

h. Mendefinisikan Kombinasi Pembebanan

Cara mendefinisikan kombinasi pembebanan yaitu dengan mengklik toolbar  atau *Define > Combinations* kemudian pilih DEAD dan P pada *case name* dan isikan 1 pada *scale factor* seperti pada Gambar 4.16



Gambar 4.16 Mendefinisikan kombinasi pembebanan

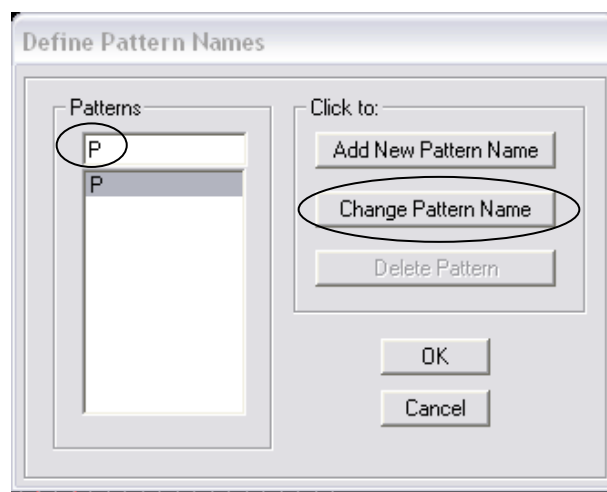
i. Mendefinisikan Pola Pembebanan

Cara mendefinisikan pola pembebanan yaitu pilih menu *Define > joint patterns*. Pada kotak dialog yang muncul ubah nama pada isian lalu klik *Change Pattern Name* seperti pada Gambar 4.17. kemudian pilih joint paling kiri kecuali paling atas dengan diklik atau *windowing*. Setelah mengklik joint-joint tersebut pilih menu *Assign>Joint Patterns* lalu pada kotak dialog yang muncul seperti pada Gambar 4.18 isikan pada *constant C* -86,53/4,418 dan pada *constan D* isikan nilai 86,53 yang akan mendistribusikan tekanan air segitiga.

Pilih semua element paling kiri (55 element) kemudian pilih menu *Assign > Area Loads > Pore Pressure (Plane, Asolid)* setelah kotak dialog muncul pada *Load Case*

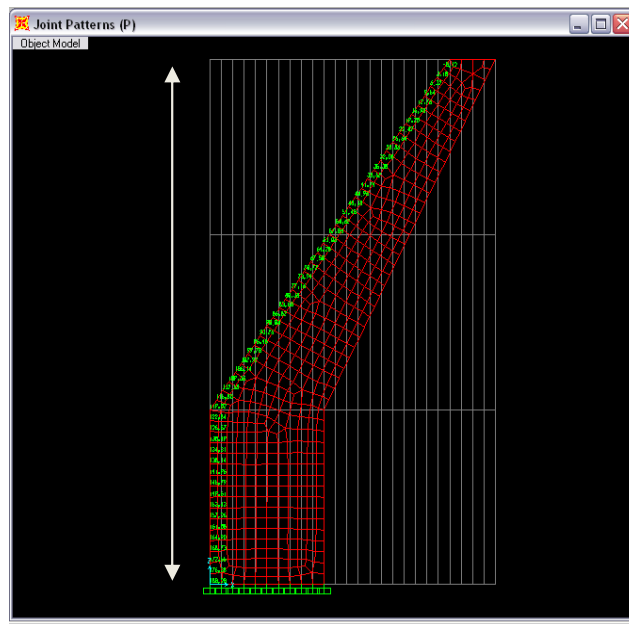
Name pilih P lalu pada bagian *Pressure* pilih *Joint Pattern* dan isikan pada *Multiplier* nilai 1 seperti pada gambar 4.20.

- Nilai -86,53 di ambil dari jumlah berat sendiri konstruksi (kN). Dan tanda (-) karena tekanan
- Nilai 4,418 di ambil dari jumlah jarak pada joint paling kiri yang telah diklik.

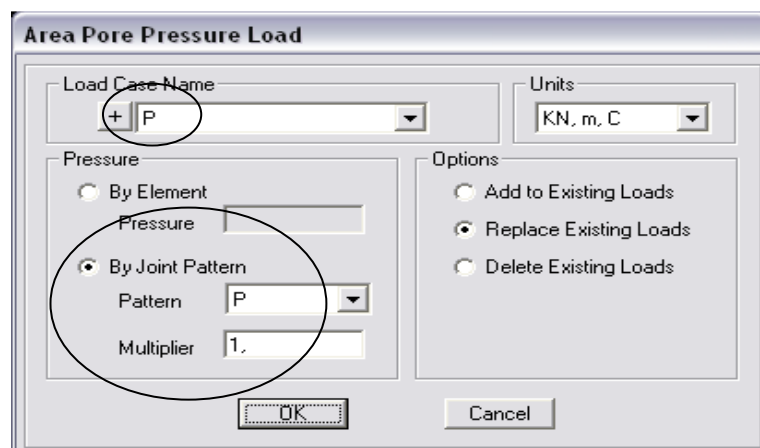


Gambar 4.17 merubah nama pada *Define Pattern Names*

Gambar 4.18 Input Data Pola Pembebanan



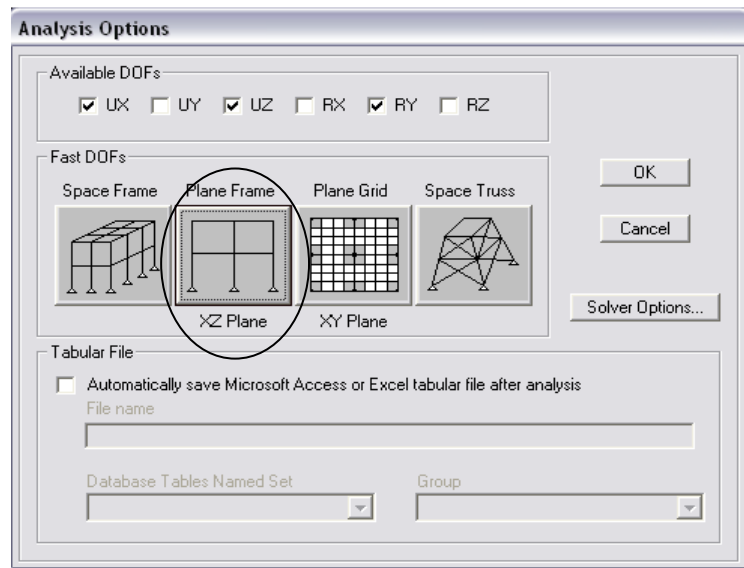
Gambar 4.19 Hasil Input Data Pola Pembebanan



Gambar 4.20 Area Pore Pressure Load


j. Menentukan Tipe Analisis (*Plane Strain-2D*)

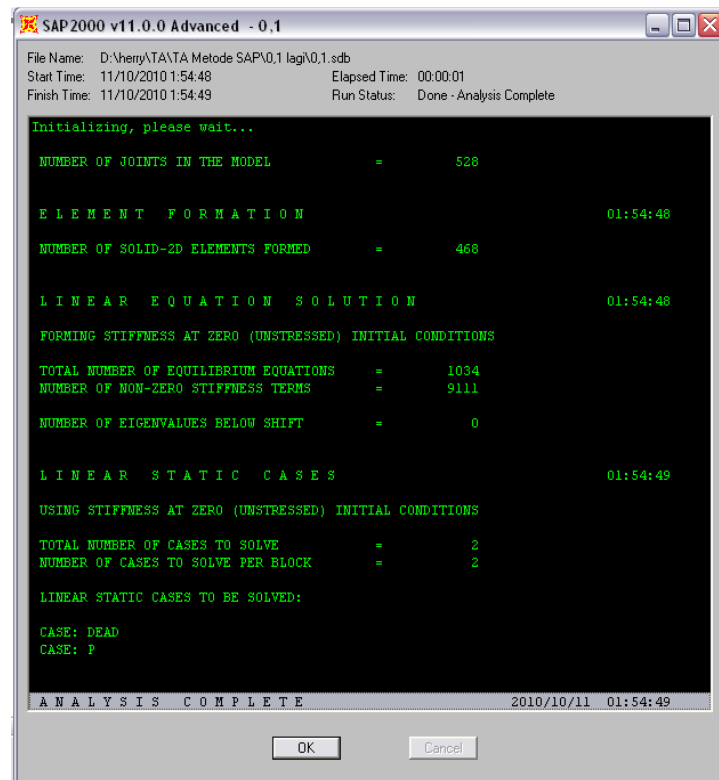
Pada tahap menentukan tipe analisis penulis menggunakan *Plane Strain-2D* untuk menganalisis dinding penahan tanah. Pilih menu *Analysis > Set Analysis Options* setelah muncul dialog box pilih *Plane Frame (XZ Plane)* seperti pada Gambar 4.21



Gambar 4.21 Menentukan Tipe Analisis

k. Melakukan Analisis

Pilih menu *Analysis > Run Analysis* atau shortcut F5 atau toolbar  setelah muncul dialog box pada *Set Analysis Cases to Run* pilih MODAL pada *Case Name* kemudian klik tombol *Run/Do Not Run Case* lalu klik *Run Now*. Setelah mengklik *run now* akan muncul seperti pada Gambar 4.22




Gambar 4.22 Analisis data

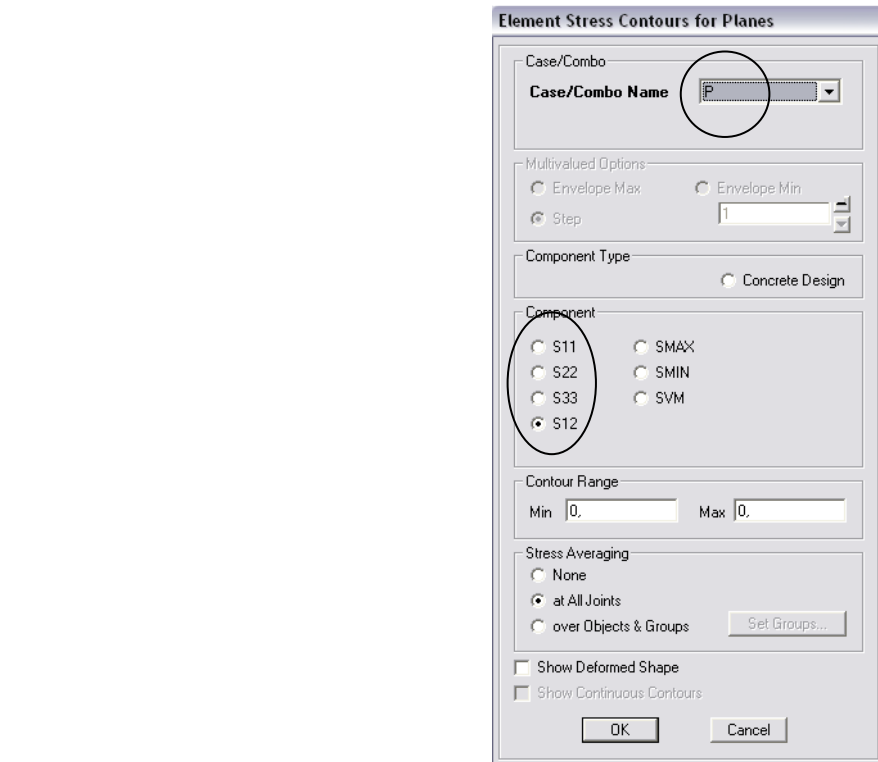
4.3.2 Data Output

Data output merupakan data hasil running analisis dari hasil input data-data yang telah kita masukan.

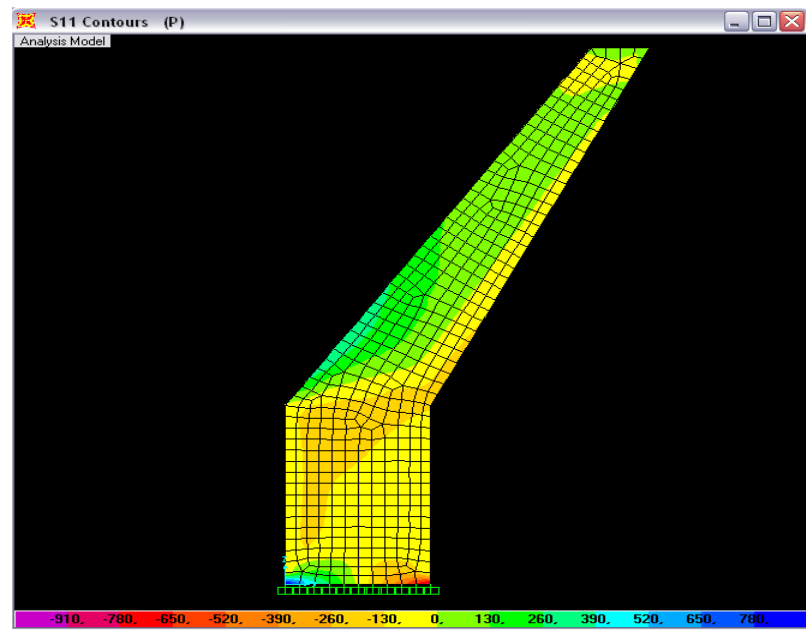
a. Hasil Running Gaya Dan Tegangan Pada Struktur

Untuk menampilkan gaya dan tegangan pada struktur pilih menu *Display > Show Forces/Stress > Planes* atau toolbar  setelah muncul dialog box pada *Case/Combo Name* pilih tipe beban/kombinasi beban yang akan dilihat, berikutnya pilih tipe tegangan yang akan dilihat pada component (S11(tegangan pada arah X), S22(tegangan pada

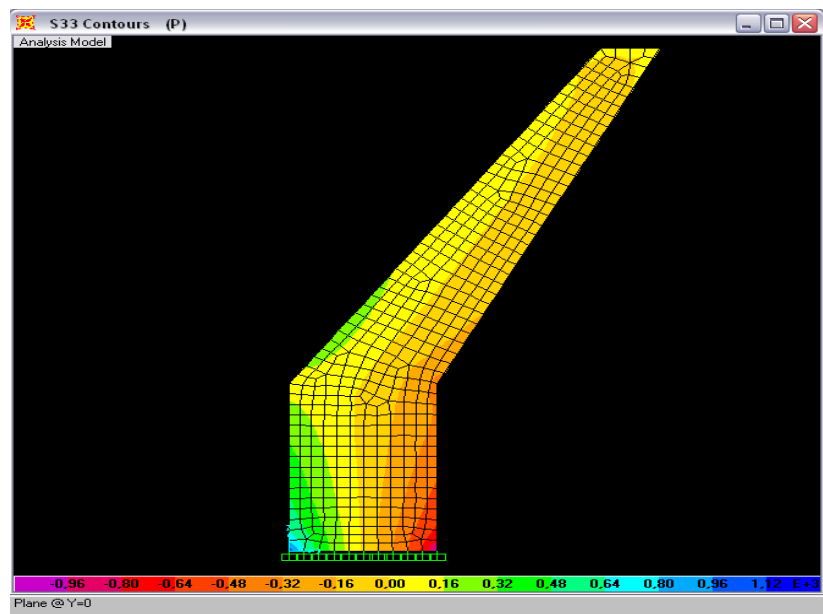
arahY), S33(tegangan arah Z), S12(tegangan geser yang dikarenakan beban sendiri) seperti pada gambar 4.23



Gambar 4.23 Untuk Menampilkan Gaya dan Tegangan

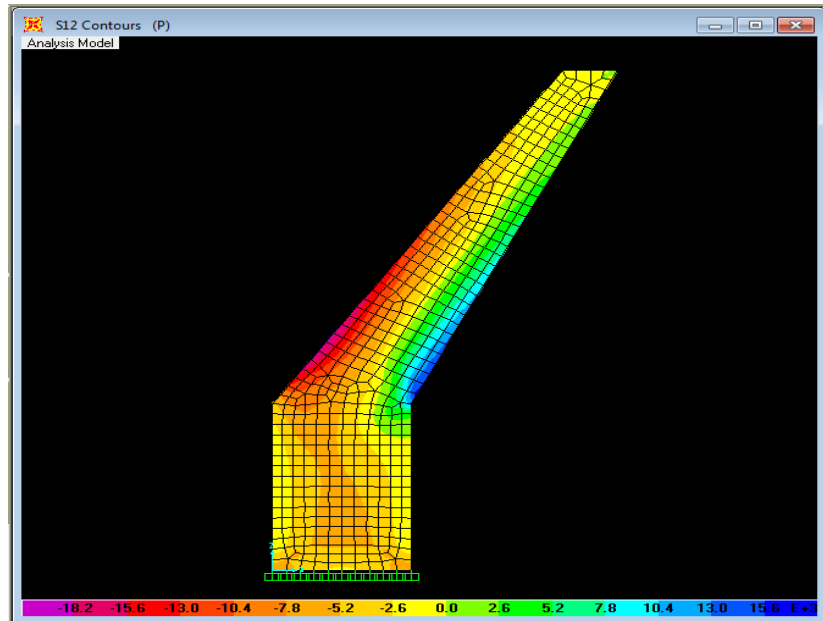


Gambar 4.24 Gaya/Tegangan Pada Arah X Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (P) (Pias 0,1)



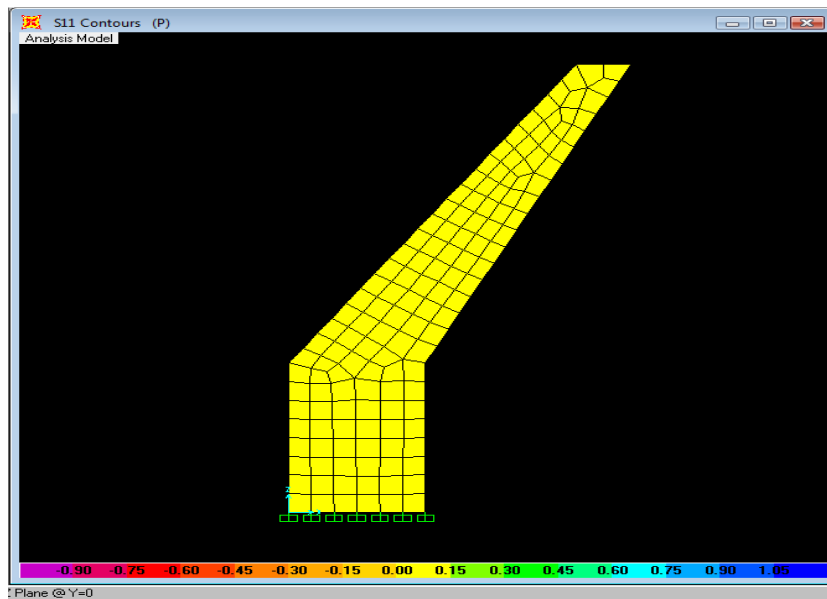
Gambar 4.25 Gaya/Tegangan Pada Arah Z Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (P) (Pias 0,1)

Dari gambar 4.24 dan gambar 2.25 konstruksi tersebut akan aman jika terkena tegangan dari gaya-gaya dalam pada konstruksi dindingnya sendiri.

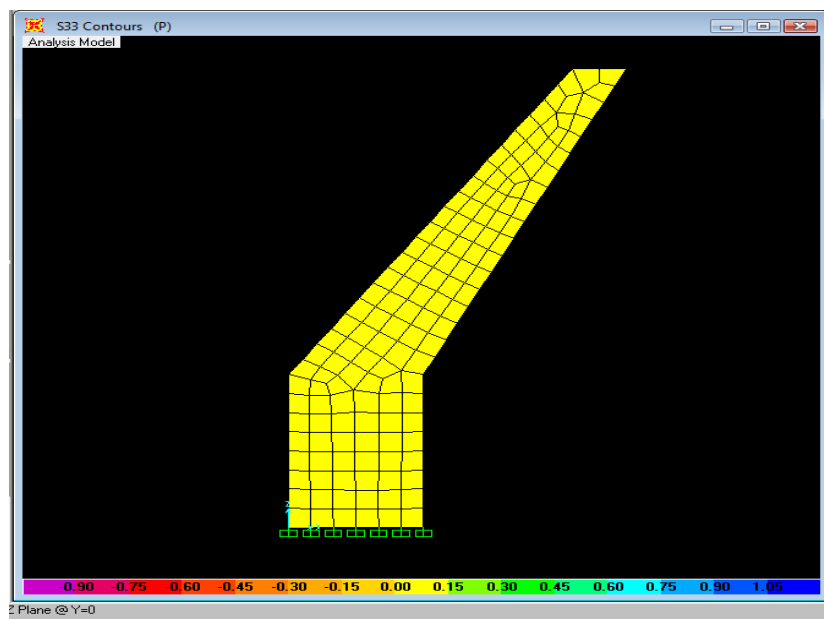


Gambar 4.26 Gaya/Tegangan Geser Pada Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (P) (Pias 0,1)

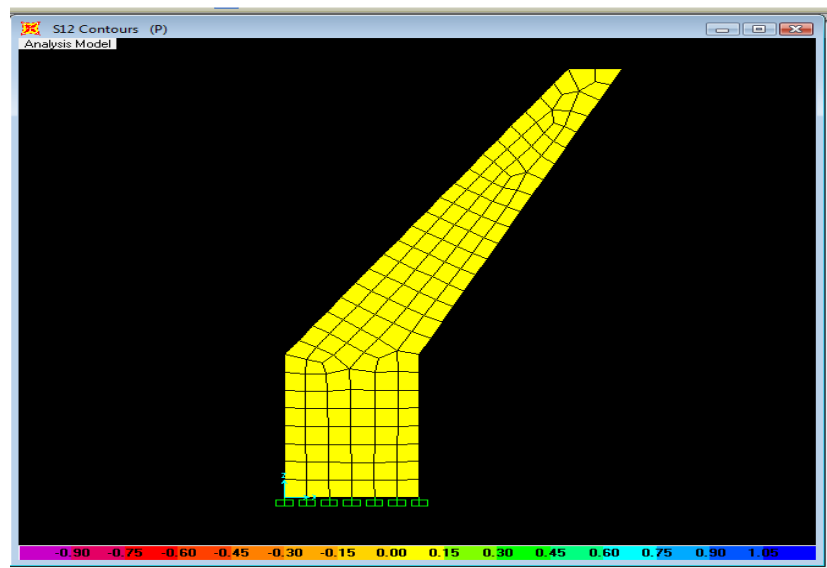
Pada gambar 4.26 ini saat terkena gaya-gaya dari dalam konstruksi dindingnya sendiri kemungkinan akan mengalami ketidak amanan khususnya pada daerah-daerah yang berwarna merah dan kerusakan yang paling parah akan ditimbulkan pada daerah yang berwarna ungu.



Gambar 4.27 Gaya/Tegangan Pada Arah X Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (P) (Pias 0,2)



Gambar 4.28 Gaya/Tegangan Pada Arah X Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (Pias 0,2)



Gambar 4.29 Gaya/Tegangan Geser Pada Saat Menerima Tekanan dari gaya-gaya dalam konstruksi sendiri (P) (Pias 0,2)

Hasil dari running output dengan menggunakan pias 0,2 tidak ada perubahan yang terjadi dari gaya-gaya dalam yang bekerja pada konstruksi dindingnya sendiri.

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis di BAB IV dapat disimpulkan beberapa hal mengenai analisis dinding penahan tanah yang berada di jaringan irigasi Cokrobedog terletak di Ambar Ketawang, Godean kabupaten Sleman Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Dapat di simpulkan sebagai berikut:

- a. Stabilitas dinding penahan tanah terhadap kuat dukung tanah

$$\sigma_{maks} = \frac{2 \cdot 86,53}{3 \cdot (\frac{1}{2} - (-0,21))}$$
$$= 81,25 \text{ kN/m}^2 < q_a = 84,88 \text{ kN/m}^2 \text{ (aman)}$$

- b. Stabilitas dinding penahan tanah terhadap geser dan penggulingan :

Terhadap geser = $1,05 < 2 \rightarrow$ (tidak aman)

Terhadap guling = $0,34 < 2 \rightarrow$ (tidak aman)

- c. Model matematik dengan perangkat lunak *SAP2000* dapat digunakan untuk menganalisis dinding penahan tanah dengan model Plan-Strain. Hasil analisis Metode Elemen Hingga dengan menggunakan *SAP2000* didasarkan atas elemen tiap pias 0,1 dan pias 0,2 membedakan hasil analsis yang maksimal dan akurat dengan menggunakan pias 0,1 lebih menggambarkan hasil nyata dilapangan.
- d. Hasil analisis kontrol gaya-gaya dalam yang bekerja pada dindingnya sendiri dengan perangkat lunak *SAP2000* menghasilkan ketidak amanan (pada gambar 4.25 yang berwarna ungu), terbukti pada tabel *Element*

Stresses – Area Planes pada kolom S12 di *Area 22, AreaElem 21, Joint 46* dengan nilai -721,29 (KN/m²).

5.2 Saran

Hasil analisis dinding penahan tanah yang berada di jaringan irigasi Cokrobedog terletak di Ambar Ketawang, Godean kabupaten Sleman Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Dan hasil kontrol gaya-gaya dalam pada konstruksinya dengan menggunakan *SAP2000 v.11* kontrol gaya-gaya pada dinding penahan tanah dengan simulasi dinding beton. Maka disarankan hal-hal sebagai berikut:

- a. Perlu di evaluasi terhadap kekuatan tanahnya maupun kekuatan dinding penahan tanahnya.
- b. Supaya tercapainya angka keamanan (SF) terhadap pergeseran dengan memperbesar alas pondasi atau dibuat konstruksi pengunci.
- c. Supaya tercapainya angka keamanan (SF) terhadap penggulingan dengan memperpanjang kaki atau tumit.
- d. Di bagian analisis menggunakan *SAP2000* gunakanlah pias yang terkecil sebagai data yang dianggap akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Hardiyatmo, H. C, 2003, "*Mekanika Tanah II*", Edisi Ketiga, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C, 2007, "*Mekanika Tanah II*", Edisi Keempat, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- <http://elearning.gunadarma.ac.id> diakses 2010
- <http://nmc.ppk.or.id> diakses juni 2010
- <http://pdf-search-engine.com> diakses juni 2010
- <http://www.macroenterprisesltd.com>diakses juni 2010
- <http://www.csiberkeley.com>diakses juni 2010
- Ir. A. As'ad Sonet, MT., 2003, "*Diktat Metode Elemen Hingga*", Universitas Brawijaya, Malang.
- Prof. Ir. Iman Satyarno, ME. PHD, 2010, "*Paper SAP2000 Analisis Plan Strain*", Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Rita Fadila Sumantri, 1989, "*Analisis Jembatan Perencanaan Jembatan*", Departemen Pendidikan Dan Kebudayaan, Jakarta.
- Suryolelono, K. B, & Dip, H. E, 1994, "*teknik pondasi bagian I (pondasi telapak dan dinding penahan tanah)*", Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Terzaghi, K, & peck, R. B, 1993, "*Mekanika Tanah dalam Praktik Rekayasa*", Penerbit Erlanga, Jakarta.
- Wiryanto Dewobroto, 2007, "*Aplikasi Rekayasa Kostruksi Dengan SAP2000*", Edisi Baru, Universitas Pelita Harapan, Penerbit PT Elex Media Komputindo Kelompok Gramedia, Jakarta.